



Instituto Politécnico de Tomar

Escola Superior de Tecnologia de Tomar

PROJETO

**REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS
DE BETÃO ARMADO
– Caso de Estudo –**

Paulo Jorge Trindade Cordeiro

Mestrado em Reabilitação Urbana

- Construção -

Tomar / Novembro / 2014



Instituto Politécnico de Tomar

Escola Superior de Tecnologia de Tomar

Paulo Jorge Trindade Cordeiro

REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS DE BETÃO ARMADO

Orientado por:

Prof^a Maria de Lurdes Belgas da Costa

Projeto

apresentado ao Instituto Politécnico de Tomar

para cumprimento dos requisitos necessários

à obtenção do grau de Mestre

em Reabilitação Urbana – Construção

Tomar / Novembro / 2014

Resumo

O mau estado de conservação dos edifícios levou à implementação de medidas políticas, através da criação de programas de incentivo à reabilitação com o intuito de dar resposta aos problemas urbanísticos e de segurança que se estavam a gerar devido à falta de investimento na área da reconstrução.

As várias reestruturações efetuadas em Portugal são manifestadas no decorrer de dois importantes períodos: a Revolução Industrial e a II Guerra Mundial. É certo que o processo de industrialização em Portugal foi tardio e que a guerra mundial não se fez sentir com a mesma intensidade que nos outros países, no entanto, estes acontecimentos não deixaram de contribuir para a reestruturação do mercado da habitação, e a reabilitação foi considerada como um instrumento alegando uma boa gestão urbana.

Pela sua localização e pela qualidade arquitetónica, esta intervenção com a consequente mudança de uso do edifício procura um protagonismo evidente na futura utilização do espaço.

O fato de se tratar de um edifício característico dos edifícios construídos em Portugal no período de 1960-1980, com um sistema estrutural porticado, e coincidindo com a introdução, ainda muito rudimentar, do método de dimensionamento sísmico (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) complementado pela verificação da segurança em relação aos estados limites, integrando o cálculo à rotura (Regulamento das Estruturas de Betão Armado), torna este caso de estudo relevante, quer pela intervenção a que vai estar sujeito, quer pela requalificação funcional subjacente à alteração da tipologia das habitações.

Ao nível de desenvolvimento do projeto de reforço estrutural as condicionantes são muitas. Os projetos ou quando existem telas finais, omitem parte do que foi realmente executado. O trabalho que deverá ser feito ao nível de sondagens muitas vezes é insuficiente e é ao longo da execução da empreitada, durante o período de demolições que se vão verificando situações que não eram expectáveis. Estas condicionantes obrigam a uma resposta muito rápida em prol do bom desenvolvimento de uma obra de reconstrução.

O caso de estudo procura identificar as maiores valências, assim como os maiores inconvenientes subjacentes a uma obra de reconstrução.

Palavras-chave: Reconstrução, reabilitação, edifícios, reforços estruturais, betão armado

Abstract

The bad condition of the buildings led to the implementation of policy measures by creating encourage rehabilitation programs, with the intention of given security and urban problems that which were generate by the difficult of investments of the reconstruction area.

The several reconstructions made in Portugal come during two major periods: the Industrial Revolution and World War II. The process of industrialization in Portugal was slow and the world war did not occur with the same intensity as in other countries, however these events do not left the contribution for the restructuring of the housing market and the rehabilitation was considered as an instrument for the good urban management.

For your location and the architectural quality, this intervention and consequent change of the building use looking for a clear role in the future space.

The fact that it is a building characteristic of buildings constructed in Portugal in the 1960-1980 periods with a practice structural system and coinciding with the introduction very rudimentary method of seismic design (Regulation Requests for Buildings and Bridges) verification supplemented by safety for limit states, integrating at break the calculation (of Reinforced Concrete Regulation Structures) makes this case study relevant, as by the intervention that will be subject, as for the functional requalification underlying alteration of housing typology.

The development levels of the structurally project reinforce the constraints are several. The final projects or when there are screens, omit part of what was actually executed. The work should be done at the level of polls is often insufficient and is along the execution of the contract, during the demolitions that will check the situations that were not expected. These constraints require a lot of quick answers towards the development of a good reconstruction work.

The case study demand to identify the higher valences as the largest underlies a work of drawbacks rebuilding.

Keywords: Reconstruction, rehabilitation, buildings, structural reinforcement, concrete

Índice

CAPITULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Motivação e enquadramento	3
1.2 Objetivos do Trabalho	3
1.3 Estrutura do Relatório	4
CAPITULO 2 - REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	6
2.1 Principais danos e anomalias em estruturas de betão armado	6
2.2 Princípios da norma EN NP 1504	11
2.3 Materiais e técnicas de reabilitação de estruturas de betão armado	14
2.3.1 Proteção superficial	15
2.3.2 Reparação de elementos de betão armado	16
2.3.3 Técnicas de reforço de elementos de betão armado	22
CAPITULO 3 - CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	31
3.1 Enquadramento e localização do edifício	31
3.2 Caracterização arquitetónica do edifício em estudo	32
3.3 Identificação das intervenções de conservação/ beneficiação/ alterações realizadas	35
3.4 Caracterização construtiva do edifício em estudo	36
CAPITULO 4 - DESCRIÇÃO DA INTERVENÇÃO REALIZADA	50
4.1 Fatores conducentes à intervenção a realizar	50
4.1.1 Intervenções para a alteração de uso	50
4.2 Principais condicionalismos da obra e alterações ao projeto	52
4.2.1 Razões para a alteração da solução estrutural	56
CAPITULO 5 - ACOMPANHAMENTO DE OBRA	63

5.1	Trabalhos Preliminares	63
5.1.1	Implantação do estaleiro	63
5.1.2	Trabalhos de Escavação/ Demolição	65
5.1.3	Intervenção nas fundações	69
5.2	Intervenção em elementos estruturais da superestrutura	80
5.2.1	Pilares	80
5.2.2	Vigas	83
5.2.3	Lajes	87
5.2.4	Escadas	96
5.3	Elementos estruturais novos	98
5.3.1	Paredes Resistente	98
5.3.2	Paredes Periféricas	104
5.4	Intervenções para melhoria do desempenho térmico e acústico	107
5.4.1	Melhoria do desempenho térmico	107
5.4.2	Melhoria do desempenho acústico	119
CAPITULO 6	- CONSIDERAÇÕES FINAIS	124
CAPITULO 7	- BIBLIOGRAFIA	126

Índice de figuras

<i>Figura 1 – Fatores que podem dar origem ao aparecimento de patologias nas estruturas de betão armado</i>	6
<i>Figura 2 – Expansão e fendilhação do betão devida ao ataque de sulfatos.</i>	7
<i>Figura 3 - Fissuração resultante da aplicação de cargas actuantes:</i>	7
<i>Figura 4 – Erosão</i>	8
<i>Figura 5 – Processo eletroquímico de corrosão das armaduras do betão.</i>	9
<i>Figura 6 - Delaminação de betão em laje por corrosão de armaduras</i>	9
<i>Figura 7 – Esquema de delaminação de betão em laje por corrosão de armaduras</i>	9
<i>Figura 8 - Fendilhação originada por reações expansivas</i>	9
<i>Figura 9 – Esquema de fendilhação originada por reações expansivas</i>	9
<i>Figura 10 - Delaminação: a) causada por reações expansivas no betão; b) provocada</i>	10
<i>Figura 11 – Tipos de corrosão das armaduras no betão e respetivas causas</i>	10
<i>Figura 12 – Desagregação do betão - Desintegração sucessiva das camadas superficiais do betão</i>	10
<i>Figura 13 – Infiltração de água numa junta de betonagem deficiente</i>	10
<i>Figura 14 – Eflorescências - Deposição à superfície de sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão</i>	11
<i>Figura 15 – Deformações</i>	11
<i>Figura 16 – Esquema da constituição da EN NP 1504</i>	12
<i>Figura 17 – Fase de diagnóstico</i>	13
<i>Figura 18 – Fase de deliberativa</i>	13
<i>Figura 19 – Fase de dimensionamento</i>	13
<i>Figura 20 – Fase de execução</i>	14
<i>Figura 21 – Fase de opcional</i>	14
<i>Figura 22 – Ações a desenvolver, tendo por objetivo a conservação, reabilitação e o reforço das estruturas de betão.</i>	15
<i>Figura 23 – Remoção do betão das áreas degradadas de um pilar</i>	16
<i>Figura 24 – Remoção do betão através do processo de hidrodemolição</i>	16
<i>Figura 25 – Remoção do betão através do processo de fresagem</i>	17
<i>Figura 26 – Fases de reparação de elementos de betão armado</i>	17
<i>Figura 27 – Técnicas de limpeza: escova de aço, decapagem a jato abrasivo (areia) e jato de água de alta pressão</i>	18
<i>Figura 28 – Técnicas de aplicação da protecção anticorrosiva: pistola e trincha</i>	18
<i>Figura 29 – Técnicas de reparação manual: argamassa colocada à colher</i>	19
<i>Figura 30 – Técnicas de reparação com projecção por via húmida</i>	19
<i>Figura 31 – Processo de cura: filme plástico e serapilheira humedecida</i>	20
<i>Figura 32 – Ilustração representativa do arranjo empregado dos mecanismos que ocorrem durante a realcalinização eletroquímica</i>	20

<i>Figura 33 – Ilustração representativa dos princípios da dessalinização</i>	21
<i>Figura 34 – Reforço à flexão</i>	23
<i>Figura 35 – Reforço ao esforço transversal</i>	23
<i>Figura 36 – Reforço de viga nervurada por colagem de chapas metálicas</i>	23
<i>Figura 37 – Reforço de pilares com incorporação de perfis metálicos ligeiros</i>	24
<i>Figura 38 – Perfis soldados às chapas de testa e fixados à viga de betão armado</i>	24
<i>Figura 39 – Reforço de viga por adição de armaduras</i>	25
<i>Figura 40 – Encamisamento lateral</i>	26
<i>Figura 41 – Encamisamento de toda a secção</i>	26
<i>Figura 42 – Aumento de secções em elementos estruturais</i>	26
<i>Figura 43 – Aplicação de betão projetado</i>	27
<i>Figura 44 – Adição de paredes resistentes de betão armado</i>	28
<i>Figura 45 – Adição de estruturas de contraventamento</i>	28
<i>Figura 46 – Adição de pré-esforço (pós-esforço) exterior</i>	29
<i>Figura 47 – Reforço de viga com fibras (FRP)</i>	30
<i>Figura 48 - Localização do edifício (Google Maps)</i>	31
<i>Figura 49 - Alçado norte sobre a Av. Duque de Ávila</i>	31
<i>Figura 50 – Vista geral do edifício após o arranque da empreitada de reforço</i>	32
<i>Figura 51 - Galeria no piso térreo</i>	33
<i>Figura 52 - Vista interior</i>	34
<i>Figura 53 - Planta da Cave</i>	36
<i>Figura 54 - Planta do Piso 0</i>	37
<i>Figura 55 - Planta do Piso 1 a 6</i>	37
<i>Figura 56 - Planta do Piso 7</i>	38
<i>Figura 57 - Alçado principal e latera</i>	38
<i>Figura 58 - Alçado posterior</i>	39
<i>Figura 59 - Planta de fundações</i>	39
<i>Figura 60 - Execução de furação para estudo geotécnico</i>	40
<i>Figura 61 - Planta de localização da prospeção geotécnica</i>	40
<i>Figura 62 - Perfil geotécnico interpretativo da prospeção geotécnica</i>	41
<i>Figura 63 - Execução de sondagens ao nível da cave: a) furação; b) abertura de vala; c) visualização do nível freático</i>	41
<i>Figura 64 - Vista interior da caixa de elevador</i>	42
<i>Figura 65 - Planta de Teto do R/c</i>	42
<i>Figura 66 - Planta de Teto do 6º andar</i>	43
<i>Figura 67 - Execução de pontos de inspeção nos pisos 1 a 6: a) nas vigas; b) nos pilares</i>	43
<i>Figura 68 - Execução de pontos de inspeção nos pisos 1 a 6: a) nas paredes; b) nos encontros de vigas com pilares</i>	44

<i>Figura 69 - Planta do piso 7</i>	44
<i>Figura 70 - Vista interior do piso 7</i>	44
<i>Figura 71 - Vista exterior da Cobertura</i>	45
<i>Figura 72 - Vista interior da cobertura a) esquema da asna; b) apoio da asna</i>	45
<i>Figura 73 - Constituição da parede exterior: a) sondagem efetuada; b) pormenor tipo</i>	45
<i>Figura 74 - Vista exterior do piso 0</i>	46
<i>Figura 75 - Pormenor tipo da constituição da parede interior</i>	46
<i>Figura 76 – Revestimento da entrada a pedra</i>	47
<i>Figura 77 – Caixilharia: a) vista interior da caixilharia em madeira integrando estores; b) vista exterior da caixilharia em ferro revestida a alumínio</i>	47
<i>Figura 78 - Sondagem efetuada no pavimento: a) execução através de berbequim; b) visualização</i>	48
<i>Figura 79 - Constituição do pavimento do piso tipo: a) sondagem efetuada; b) pormenor tipo</i>	48
<i>Figura 80 - Pormenor da cobertura, antes do prolongamento da estrutura para execução do piso 7</i>	48
<i>Figura 81 - Vista interior do avançado “clandestino”</i>	49
<i>Figura 82 - Revestimento de teto em estuque e viga em estafe</i>	49
<i>Figura 83 – Sondagem efetuada ao nível da cave para visualização do solo</i>	52
<i>Figura 84 – Visualização do nível do lençol de água</i>	52
<i>Figura 85 – Sondagem efetuada num pilar da cave onde não se observa a presença de armadura</i>	53
<i>Figura 86 – Sondagem efetuada em pilares dos pisos superiores: a) existência de outros elementos na constituição do pilar de betão; b) restos de elementos cerâmicos</i>	53
<i>Figura 87 – Sondagem efetuada nos pilares dos pisos superiores onde se verifica: a) a armadura existente no interior dos pilares; b) a desagregação dos materiais</i>	53
<i>Figura 88 – Sondagem efetuada nas vigas dos pisos superiores onde se verifica: a) a existência de agregados de elevada dimensão; b) a ausência de recobrimento e o estado de corrosão</i>	54
<i>Figura 89 – Sondagem efetuada nas vigas dos pisos superiores onde se verifica a inclusão de instalação elétrica: a) tubagem e cabos; b) caixas</i>	54
<i>Figura 90 – Sondagem efetuada nas paredes das caixas de elevadores: a) ao nível do piso 0; b) demolição parcial das paredes das caixas de elevadores (vista interior através do núcleo de escadas)</i>	55
<i>Figura 91 – Sondagem efetuada na parede onde descarregava uma das vigas da cave</i>	55
<i>Figura 92 – Exemplo de um pilar do piso 7, após a remoção das caixas de estore</i>	55
<i>Figura 93 - Trabalhos de escavação onde se verificou a inexistência de sapata</i>	57
<i>Figura 94 – Localização dos pegões previstos inicialmente no projeto de estrutura</i>	57
<i>Figura 95 - Trabalhos de escavação na cave com mini escavadora giratória</i>	58
<i>Figura 96 – Nova definição geométrica das escadas centrais</i>	59
<i>Figura 97 – Solução de reforço de vigas: a) no teto do piso -1; b) no teto do piso 0</i>	59
<i>Figura 98 – Solução de reforço da laje: a) no piso 0; b) nos restantes pisos</i>	60
<i>Figura 99 – Solução de reforço de pilares prevista inicialmente</i>	60
<i>Figura 100 – Solução de reforço realizada por encamisamento</i>	61

<i>Figura 101 – Solução de reforço das escadas centrais de acesso do piso 1 ao piso 7</i>	61
<i>Figura 102 – Solução de pilares novos ao nível do piso 7</i>	62
<i>Figura 103 – Laje de cobertura: a) início da demolição das vigas existentes; b) conclusão da demolição das vigas existentes</i>	62
<i>Figura 104 – Planta de Estaleiro - ocupação da via pública</i>	63
<i>Figura 105 – Corte Transversal com a ocupação da via pública</i>	63
<i>Figura 106 – Tapume: a) vista da Avenida Duque D'Ávila; b) zona de circulação de peões</i>	64
<i>Figura 107 – Colocação de andaime com rede de proteção e de lona publicitária CPAS</i>	64
<i>Figura 108 – Manga plástica</i>	64
<i>Figura 109 – Remoção de equipamentos eletromecânicos</i>	65
<i>Figura 110 – Escoramento dos pisos</i>	65
<i>Figura 111 – Demolição da laje da galeria</i>	66
<i>Figura 112 – Trabalhos de escavação e demolição na cave</i>	66
<i>Figura 113 – Trabalhos de escavação na cave com mini escavadora giratória</i>	66
<i>Figura 114 – Trabalhos de transportes de resíduos da escavação com mini pá carregadora</i>	66
<i>Figura 115 – Escarificação de pilares do piso 0</i>	68
<i>Figura 116 – Sapata do pilar da galeria na cave</i>	68
<i>Figura 117 – Pilar sem sapata</i>	69
<i>Figura 118 – Viga forrada com tijolo</i>	69
<i>Figura 119 – Planta da cave com a localização das microestacas</i>	70
<i>Figura 120 – Início da furação</i>	71
<i>Figura 121 – Limpeza do fundo do furo: a) recurso a caroteadora; b) adaptação da coroa</i>	71
<i>Figura 122 – Pormenor da configuração da microestaca</i>	72
<i>Figura 123 – Cabeça da microestaca</i>	72
<i>Figura 124 – Perfil de microestaca no interior da armadura da laje</i>	72
<i>Figura 125 – Aplicação de calda de cimento nas microestacas</i>	73
<i>Figura 126 – Rede de terras no poço de bombagem</i>	74
<i>Figura 127 – Execução da microestaca no poço de bombagem</i>	74
<i>Figura 128 – Betonagem o poço de bombagem</i>	74
<i>Figura 129 – Ponto de entrada: a) da manga de transporte do betão para cave; b) equipamento de bombagem</i>	75
<i>Figura 130 – Poço de bombagem: a) execução da armadura; b) conclusão da cofragem e início da betonagem</i>	75
<i>Figura 131 – Localização dos geodrenos em planta</i>	76
<i>Figura 132 – Pormenor tipo da vala com o dreno</i>	77
<i>Figura 133 – Colocação de brita sobre o dreno</i>	77
<i>Figura 134 – Ensoleiramento geral: a) espalhamento do betão de limpeza; b) colocação da armadura na laje e no arranque da parede periféricas</i>	78

<i>Figura 135 – Laje de ensoleiramento: a) selagem dos varões aos pilares existentes; b) pormenor da selagem dos varões</i>	78
<i>Figura 136 – Laje de ensoleiramento: a) betonagem; b) localização das armaduras de arranque das novas paredes de betão estrutural</i>	78
<i>Figura 137 – Escavação posterior à betonagem da laje de ensoleiramento para implantação da caixa nova de elevador</i>	79
<i>Figura 138 – Corte representativo da proximidade da caixa de elevador à estrutura existente</i>	79
<i>Figura 139 – Planta da cave identificando os elementos executados posteriormente à execução da laje de ensoleiramento</i>	80
<i>Figura 140 – Valores mínimos da espessura de material a betonar</i>	80
<i>Figura 141 – Escarificação de pilares</i>	81
<i>Figura 142 – Selagem de varões para reforço de pilares</i>	82
<i>Figura 143 – Colocação armaduras pilares R/Chão</i>	82
<i>Figura 144 – Betonagem dos pilares na cave: a) através de aberturas na laje do piso 0; b) atravessamento de armadura para dar continuidade à armadura do pilar e à colocação de armadura para ligação à laje a executar</i>	82
<i>Figura 145 – Vista da armadura longitudinal e transversal</i>	83
<i>Figura 146 – Solução de reforço de vigas: a) no teto do piso -1; b) no teto do piso 0</i>	84
<i>Figura 147 – Escarificação de pilares e vigas</i>	84
<i>Figura 148 – Furação na laje, para futuro reforço das vigas no piso 0</i>	84
<i>Figura 149 – Pormenores das armaduras: a) armadura inferior da viga de teto do piso 0 e ligação à nova caixa de elevador; b) armadura inferior de reforço em vigas</i>	85
<i>Figura 150 – Esquema do faseamento da demolição da laje do Piso 0</i>	85
<i>Figura 151 – Demolição: a) de alvenaria sobre a viga V.1.20; b) de alvenaria sobre a viga V.1.10</i>	86
<i>Figura 152 – Moldagem das vigas V.1.17 e V.1.10 em estaleiro</i>	86
<i>Figura 153 – Cofragem metálica das vigas V.1.9 e V.1.10</i>	86
<i>Figura 154 – Descarga de betão para betonagem “a balde” dos vários elementos</i>	86
<i>Figura 155 – Betonagem da viga V.1.9</i>	86
<i>Figura 156 – Armaduras das vigas V.2.17 e V.2.36</i>	87
<i>Figura 157 – Demolição da V.1.18</i>	87
<i>Figura 158 – Planta do piso 0 com identificação da área afeta à demolição</i>	88
<i>Figura 159 – Corte A com identificação da área afeta à demolição</i>	88
<i>Figura 160 – Diferença de cotas entre lajes existente antes da intervenção</i>	88
<i>Figura 161 – Demolição: a) das escadas principais; b) da laje do piso 0</i>	89
<i>Figura 162 – Piso 0: a) laje após a remoção do betão; b) cofragem para execução da nova laje verificando-se as vigas existentes a demolir posteriormente</i>	89
<i>Figura 163 – Pormenor da armadura da laje nova do piso 0</i>	89
<i>Figura 164 – Laje do piso 0: a) armadura da laje; b) betonagem da laje</i>	90

<i>Figura 165 – Planta do Piso com identificação das áreas a demolir e a reforçar</i>	90
<i>Figura 166 - Laje piso 0 na zona das I.S a) demolição da laje; b) remoção da armadura</i>	90
<i>Figura 167 – Armadura da Viga V.1.25</i>	91
<i>Figura 168 – Cofragem da laje do piso 0 à nova cota</i>	91
<i>Figura 169 – Nova laje do piso 0: a) armadura da nova laje (já sobrelevada); b) betonagem</i>	91
<i>Figura 170 – Detalhe de armadura no nó entre a laje do piso 0 e pilar</i>	91
<i>Figura 171 – Armadura Superior da laje do piso 0</i>	92
<i>Figura 172 – Desnível verificado nas lajes do piso 0</i>	92
<i>Figura 173 – Armação de reforço de laje do piso 0 na zona da galeria (2ª fase) e armação da viga</i>	93
<i>Figura 174 – Pormenor da armadura na transição de entre a laje do piso 0 e a laje da galeria</i>	93
<i>Figura 175 – Laje fungiforme no piso tipo</i>	93
<i>Figura 176 – Laje fungiforme no piso 1: a) armadura das nervuras; b) pormenorização da armadura das nervuras</i>	94
<i>Figura 177 – Planta do piso 1 identificando o reforço junto dos edifícios contíguos</i>	94
<i>Figura 178 – Laje do piso tipo: a) levantamento da situação junto aos edifícios contíguos; b) o pormenor tipo com a solução de reforço</i>	95
<i>Figura 179 – Armadura da nervura da laje no limite do edifício – piso 1</i>	95
<i>Figura 180 – Transição de cota entre o interior e o exterior (varanda) – piso 1</i>	95
<i>Figura 181 – Selagem de varões estrategicamente localizados para efetuar a ligação entre a laje existente e a nova laje – piso 1</i>	95
<i>Figura 182 – Armadura do pilar prevendo a ligação às nervuras da laje – piso 1</i>	96
<i>Figura 183 – Armação de nervuras da laje fungiforme junto de um pilar – piso 1</i>	96
<i>Figura 184 - Laje do piso 1: a) betonagem; b) recurso a equipamento de bombagem do betão</i>	96
<i>Figura 185 – Escadas centrais do piso 0 ao piso 1: a) preparação da cofragem em madeira; b) betonagem</i>	96
<i>Figura 186 – Detalhe da armadura das escadas centrais do piso 1 ao piso 7</i>	97
<i>Figura 187 – Demolição de escadas de acesso à cave</i>	97
<i>Figura 188 – Localização das paredes resistentes</i>	98
<i>Figura 189 – Parede resistente PB4: a) armadura; b) cofragem metálica</i>	99
<i>Figura 190 – Parede resistente PB4: a) demolição parcial da laje para atravessamento da armadura; b) atravessamento da armadura</i>	99
<i>Figura 191 – Detalhe de armadura das paredes resistentes: a) ligação à laje de ensoleiramento; b) atravessamento da armadura ao nível da laje existente</i>	99
<i>Figura 192 – Fosso da nova caixa de elevador, designada de PB6</i>	100
<i>Figura 193 – Parede resistente PB6: a) demolição parcial da laje; b) e c) execução da armadura da parede; d) cofragem</i>	100
<i>Figura 194 – Levantamento dos elementos existentes, elementos a demolir e elementos novos</i>	101
<i>Figura 195 – Intervenção nas paredes PB1 e PB2</i>	102
<i>Figura 196 – Corte representativo dos elementos existentes e dos elementos novos</i>	102

<i>Figura 197 – Demolição do poço existente</i>	103
<i>Figura 198 – Armadura da sapata/ fundo do poço de elevador</i>	103
<i>Figura 199 – Betonagem do poço existente</i>	103
<i>Figura 200 – Descofragem do poço existente</i>	103
<i>Figura 201 – Demolição parcial da laje para atravessamento da armadura</i>	103
<i>Figura 202 – Atravessamento da armadura para continuidade da execução da parede e colocação de armadura a integrar a laje de piso</i>	103
<i>Figura 203 – Localização das paredes periféricas</i>	104
<i>Figura 204 – Corte transversal da cave com a indicação das paredes resistentes a norte e a sul</i>	104
<i>Figura 205 – Detalhe da armadura da parede orientada a Norte: a) envolvimento das sapatas existentes; b) ligação da parede aos pilares existentes</i>	105
<i>Figura 206 – Armadura da parede periférica orientada a norte</i>	105
<i>Figura 207 – Descofragem da 1ª fase já betonada seguindo-se a cofragem para a 2ª fase de betonagem da parede periférica orientada a norte</i>	105
<i>Figura 208 – Atravessamento das armaduras que constituem a parede periférica norte, a integrar a laje do piso 0, na zona da galeria.</i>	105
<i>Figura 209 – Detalhe da armadura da parede orientada a Sul</i>	106
<i>Figura 210 – Parede periférica orientada a sul: a) armadura; b) detalhe da armadura</i>	106
<i>Figura 211 – Betonagem da parede periférica orientada a sul</i>	106
<i>Figura 212 – Escala utilizada na classificação energética de edifício novos e de edifícios antigos</i>	107
<i>Figura 213 – Instalação de painéis solares na cobertura</i>	108
<i>Figura 214 – Válvulas de extração, modelo Alizé Vision com manga acústica flexível</i>	108
<i>Figura 215 – Pormenor de instalação das tubagens atravessamento de parede (STM 22/30/45)</i>	109
<i>Figura 216 – Esquema de recirculação</i>	109
<i>Figura 217 – Constituição das novas de paredes exteriores “novas”</i>	110
<i>Figura 218 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes exteriores</i>	110
<i>Figura 219 – Esquema da solução adotada nas paredes exteriores já existentes</i>	111
<i>Figura 220 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes reabilitadas</i>	111
<i>Figura 221 – Fases do processo de execução do sistema de isolamento pelo exterior em: a) paredes; b) ombreiras</i>	112
<i>Figura 222 – Pormenor de remate de caixilharia com revestimento exterior</i>	112
<i>Figura 223 – a) execução do sistema de isolamento pelo exterior, sobre a soleira, com a formação da moldura na envolvente do vão; b) aplicação das molduras em torno das janelas; c) aplicação do barramento; d) revestimento concluído</i>	113
<i>Figura 224 – Pormenor da parede divisória dos apartamentos e das zonas de circulação</i>	113
<i>Figura 225 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes interiores</i>	114
<i>Figura 226 – Pormenor da cobertura do piso 6</i>	114
<i>Figura 227 – Fases da aplicação da tela betuminosa: a) aplicação de tela betuminosa após a colocação do</i>	

<i>XPS; b) conclusão da impermeabilização</i>	115
<i>Figura 228 – Pormenor da cobertura do piso 7</i>	115
<i>Figura 229 – Fases da execução da cobertura do Piso 7: a) colocação de betonilhas sobre a laje de betão; b) Aplicação de tela após a aplicação de betonilhas sobre a laje de betão</i>	116
<i>Figura 230 – Caixilharia Sistema A.155 (batente)</i>	116
<i>Figura 231 – Caixilharia Sistema A.55</i>	117
<i>Figura 232 – Pormenor do vão com caixa de estore integrada</i>	117
<i>Figura 233 – Pormenor do pavimento e do teto falso nos quartos e nas salas</i>	118
<i>Figura 234 – Vedação entre o caixilho e a ombreira antes da aplicação do isolamento exterior</i>	119
<i>Figura 235 – Isolamento, com lã de rocha, em torno da tubagem da rede de esgotos</i>	121
<i>Figura 236 – Pormenor da composição da parede estrutural do elevador</i>	122
<i>Figura 237 – Pormenor da composição da membrana acústica (Danosa M.A.D.4 autoadesiva)</i>	122
<i>Figura 238 - Fases da correção acústica das paredes: a) aplicação da cortiça; b) aplicação da lã de rocha; c) aplicação da membrana acústica e das placas de gesso cartonado</i>	122

Lista de abreviaturas e siglas

AVAC - Aquecimento, ventilação e ar condicionado

CET - Comité Europeu de Normalização

CPAS - Caixa de Previdência dos Advogados e Solicitadores

EPS - Poliestireno Expandido

ETICS - Sistema de Isolamento Térmico Pelo Exterior

FRP - Polímeros reforçados com fibras

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

MPr - Argilas dos Prazeres

PB – Parede de betão

PDML – Plano Diretor Municipal de Lisboa

RBA – Regulamento do Betão Armado - Decreto 25948 de 16/10/1935

REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado - Decreto 47723 de 20/05/1967

REH - Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação - Decreto-Lei n.º 118/2013 de 20 de agosto

RSA – Regulamento de Segurança e Ações - Decreto-Lei n.º 235/83 de 1983-05-31

RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes - Decreto 44041 de 18/11/1961

SPT - Standard Penetration Test – Ensaio de penetração dinâmica;

XPS - Isolamento térmico em espuma rígida poliestireno extrudido

“Nenhum material é por si próprio durável; é a interação entre o material e o ambiente a que está exposto que determina a sua durabilidade”

Larry Masters

Capítulo 1 - Introdução

Portugal tem vindo a assistir ao envelhecimento do seu parque habitacional, particularmente nos centros urbanos, o qual atingiu uma grau de degradação elevado com desrespeito, nalguns casos, pelas condições mínimas de segurança e de habitabilidade. Contribuíram para esta situação as inadequadas políticas de manutenção e reabilitação observadas nas últimas décadas, a inexistência de legislação específica e não menos importante a cultura reativa dos vários intervenientes.

As estruturas de betão armado têm sido as mais utilizadas na construção de edifícios nos países do Sul da Europa. Por exemplo, um estudo recente [1] sobre o parque residencial revela a predominância dos edifícios de betão armado. O estudo revela que 56% dos edifícios residenciais em Portugal foram construídos entre 1961 e 1991, e 75% tem menos de 50 anos. O estudo evidencia que desde a sua introdução, em 1935-1940, o número de edifícios de betão armado cresceu rapidamente. Assim, a nível mundial, a predominância dos edifícios existentes em betão armado, numa fase precoce do uso da técnica, constituem uma grande fonte de risco sísmico para as populações e economias.

Só na década de 60 é que se começou a considerar a ação sísmica no dimensionamento de estruturas. Com a aprovação do RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) em 1961, que introduziu os métodos de dimensionamento sísmico muito rudimentares, mas garantiam que o efeito dos sismos sobre as estruturas fosse contabilizado, e do REBA (Regulamento das Estruturas de Betão Armado) o novo regulamento português da época, consignado em 1967, que integrava já a moderna filosofia de verificação da segurança em relação aos estados limites apresentando o cálculo à rotura, e procurando o coeficiente de homogeneização entre módulos de elasticidade do aço (à tração) e do betão (à compressão) [2].

Muitos poderiam ser os fatores indicativos do grau de risco a que estão sujeitos os edifícios compostos por estrutura de betão armado em Portugal. São de destacar no entanto o facto de 9% dos edifícios terem mais de 50 anos (período de vida habitual de um edifício), de terem sido construídos antes de haver qualquer regulamentação sísmica e de 58% dos edifícios terem sido projetados antes do RSA, (Regulamento de Segurança e Ações) de 1983 entrar em vigor. Da globalidade de todos os edifícios portugueses (alvenaria e betão armado), 21% dos edifícios necessitam de reparações na estrutura, médias, grandes ou muito grandes [2].

O estado calamitoso a que chegou o património edificado em Portugal foi resultado do incentivo à construção nova e à aquisição de casa própria, que contribuiu para a desconsideração dos edifícios antigos, tendo-se assistido a uma consequente degradação e abandono de milhares de fogos inseridos no património edificado dos centros urbanos. Por outro lado, a cultura reativa, existente, caracterizada pela prática de ações corretivas de emergência, em detrimento da adoção de medidas proactivas, resultaram num incremento dos custos de reabilitação.

É neste enquadramento que se torna cada vez mais urgente a inversão desta tendência, estimulando uma verdadeira política de renovação urbana com medidas de incentivo.

O estado português respondeu a este problema urbanístico e até de segurança promovendo um conjunto de apoios e incentivos à recuperação urbana. Mas, apesar dos significativos montantes financeiros que anualmente são despendidos por particulares, por instituições privadas, pelo Estado, por Autarquias cooperativas e outras instituições públicas, o estado de conservação dos alojamentos em Portugal continua a não ser o melhor. Com base nos censos de 2011 cerca de 15% do total dos alojamentos careciam de obras de recuperação, sendo que 6% se encontrava degradados ou muito degradados [1].

Foi neste contexto que surgiu o interesse em apresentar este caso de estudo, como exemplo, das técnicas de construção utilizadas na época e as técnicas de reforço consideradas na sua reconstrução.

1.1 Motivação e enquadramento

A reabilitação de edifícios não se centra, unicamente, num processo físico. É um conceito mais amplo, tem objetivos socioeconómicos que visam melhorar as condições de habitabilidade e reabilitação dos centros históricos incentivando à ocupação dos mesmos.

Grande parte dos edifícios a reabilitar são constituídos por estruturas de betão armado, alguns dos quais construídos anteriormente à saída da regulamentação do betão armado, necessitando de intervenção estrutural em prol do reforço sísmico. Em simultâneo, para além das questões de segurança, possuem características que os desvalorizam no mercado por não estarem adequados às exigências atuais (no que diz respeito às componentes térmicas, acústicas, etc.) com implicações negativas no que refere ao conforto e consumos energéticos.

O edifício em estudo é característico dos edifícios construídos em Portugal no período de 1960-1980, com um sistema estrutural porticado. O modelo de organização espacial é referente à retícula que definiu praticamente toda a construção do séc. XX. As primeiras estruturas porticadas de betão armado construídas em Portugal eram dimensionadas sem consideração rigorosa dos efeitos das ações sísmicas. Como tal, a ductilidade inerente a uma estrutura de betão armado era fracamente explorada a nível de dimensionamento [3], e em paralelo foi demonstrando a fragilidade dos seus componentes à deterioração.

Por todas estas razões, torna-se necessário reunir informação técnica que permita melhorar a eficiência das operações de reabilitação e conservação dos edifícios.

1.2 Objetivos do Trabalho

Neste contexto, pretende-se com o presente trabalho determinar os procedimentos a efetuar ao nível do reforço estrutural de edifícios antigos, desde a fase de projeto à execução da obra, incluindo o acompanhamento dos trabalhos de demolição até à solução de reforço, uma vez que os projetos originais, raramente são fiéis ao que está executado.

Após as primeiras demolições realizadas em obra, verificou-se que os elementos estruturais se encontravam em piores condições que o esperado. Quase a totalidade dos elementos estruturais apresentavam graves patologias, pondo em causa um bom comportamento estrutural.

Em simultâneo, foi fundamental a compreensão das características dos materiais. Os

materiais utilizados, o aço e o betão apresentavam um estado de degradação evidente. O betão apresentava uma resistência à compressão incompatível com a nova utilização do edifício. O aço que integrava os elementos estruturais encontrava-se corroído e refletia a data de construção em que a aplicação do aço em estruturas dava os primeiros passos.

O estudo do uso do betão acentuou numa abordagem teórica do tema e sobretudo, num conhecimento prático adquirido ao longo da fase de reconstrução que incidiu sobre os vários elementos de reforço estrutural, nas fundações, nas vigas, nos pilares, nas paredes e nas lajes.

A recolha sobre o seu estado original, sobre as técnicas e os métodos utilizados na construção, sobre as alterações posteriores e os fenómenos que ocorreram, nomeadamente os danos estruturais e a degradação de materiais foram os fatores relevantes para a escolha da solução de reforço mais adequada.

É neste âmbito que se apresenta uma análise evolutiva desde a solução de reforço considerada no projeto inicial e a solução de reforço materializada em obra, acompanhando e retratando todos os passos.

1.3 Estrutura do Relatório

O presente relatório está estruturado em seis capítulos.

No **Capítulo I** faz-se uma introdução ao tema, onde constam o enquadramento teórico, que justifica de certo modo a relevância dos conteúdos abordados, os objetivos que se pretendem alcançar, e por último é definida a estrutura organizacional que foi delineada a fim de facilitar a consulta e a análise do trabalho

O **Capítulo II** será dedicado ao desempenho das estruturas de betão armado e à abordagem dos materiais e técnicas de reforço adequados às estruturas de betão armado.

Os conteúdos do **Capítulo III** referem-se à apresentação das características e caracterização da obra em estudo, onde será incluída a lista de documentos consultados que permitiram a realização do Projeto. Neste capítulo é feita uma breve abordagem às sondagens efetuadas na fase de elaboração do projeto de reforço estrutural.

No **Capítulo IV** são apresentadas dados mais concretos sobre o estado do edifício, com recurso a ensaios semi-destrutivos que promoveram a alteração das soluções de reforço estrutural.

No **Capítulo V** é feita uma exposição dos trabalhos que antecederam a intervenção no

âmbito estrutural. Neste mesmo capítulo são apresentadas as soluções de reforço estrutural no âmbito das fundações, dos pilares, das vigas, das lajes e das escadas. Também são apresentados novos elementos estruturais, tais como, as paredes resistentes. Em complemento é feita uma breve apresentação de soluções de melhoria para o desempenho térmico e acústico.

No **Capítulo VI**, apresentam-se breves conclusões do trabalho desenvolvido.

Capítulo 2 - Reabilitação e reforço de estruturas de betão armado

2.1 Principais danos e anomalias em estruturas de betão armado

A estrutura interna do betão vai alterando ao longo do tempo, interagindo com o ambiente em que está inserido. Assim, para que o betão apresente um bom desempenho e durabilidade, deverá ter características e propriedades que satisfaçam os requisitos pretendidos, isto é, deverá ser capaz de resistir às ações de projeto (permanentes, sobrecargas, acidentais) e às condições ambientais, sem apresentar deformações excessivas, desgaste ou rotura.

O desempenho das estruturas de betão armado depende em muito dos mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão. A aderência aço-betão é desenvolvida por atrito, mas sobretudo pelo imbricamento entre o betão e a armadura, garantindo a necessária transferência de tensões do betão para a superfície das armaduras.

Os trabalhos de inspeção estrutural têm por objetivo avaliar o estado de conservação e a constituição das estruturas em causa, permitindo uma caracterização estrutural e construtiva, a verificação das condições de segurança e de durabilidade das construções, mas também a forma e a velocidade a que podem ocorrer anomalias (Figura 1 [4]).

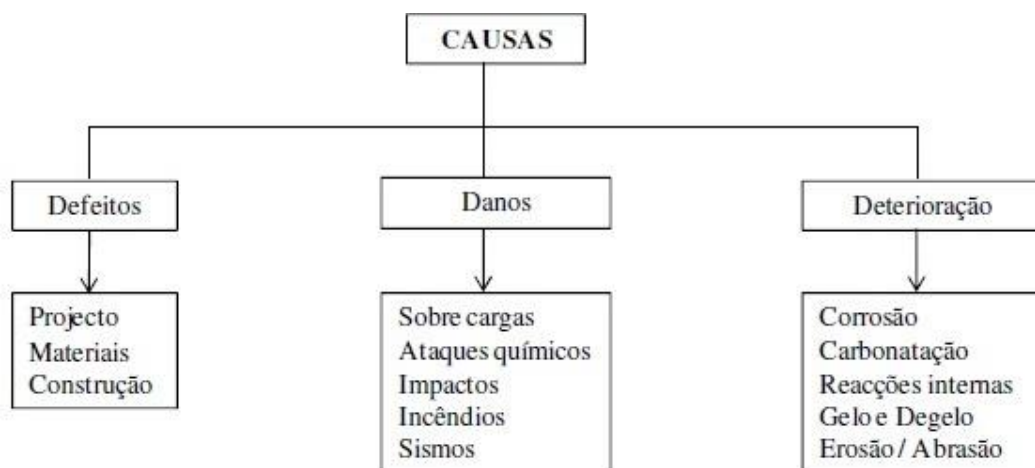


Figura 1 – Fatores que podem dar origem ao aparecimento de patologias nas estruturas de betão armado

O diagnóstico das anomalias em construções de betão armado pode ser complexo devido à variedade dos fenómenos de degradação causadores de anomalias.

As principais anomalias associadas a estruturas de betão devem-se a *causas mecânicas*, tais como sobrecargas excessivas; *causas físicas*, retração do betão, temperatura, lixiviação, desgaste, etc.; *causas naturais e acidentais*, provocadas pelo assentamento de fundações, sismos, ou por problemas relacionados com a humidade devido à falta ou deficiência de estanquicidade; *efeitos químicos* originados pelas reações alcalis-sílica e pelas reações com sulfatos (Figura 2 [5]), que conduzem a reações expansivas de origem interna e a carbonatação e a contaminação por cloretos [6].

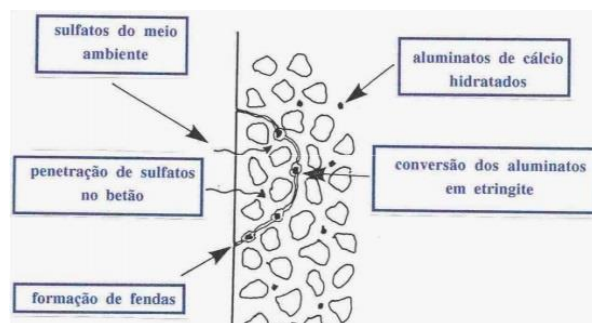


Figura 2 – Expansão e fendilhação do betão devida ao ataque de sulfatos.

Os processos mecânicos de deterioração referem-se a solicitações externas, que introduzem no betão um estado de tensão por vezes incompatível com a sua resistência, resultando no aparecimento de fendas (Figura 3 [7]) e consequente aumento da vulnerabilidade do betão aos agentes agressivos, bem como deformações excessivas.

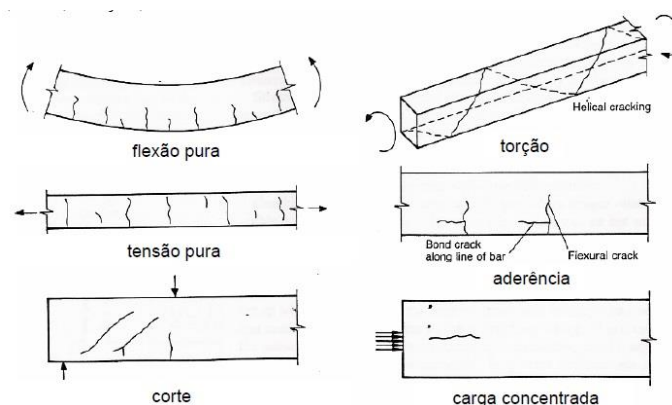


Figura 3 - Fissuração resultante da aplicação de cargas actuantes: flexão, corte, tracção, etc

Há fenómenos físicos, como por exemplo a erosão por abrasão, que conduzem ao desgaste superficial do betão, verificando-se sobretudo em pavimentos rodoviários e pavimentos industriais sujeitos a ações que mobilizam repetitivamente o atrito da superfície dos pavimentos, e outros sujeitos à ação hidrodinâmica da água a escoar a grandes velocidades em estruturas total ou parcialmente submersas (Figura 4 [7]).



Figura 4 – Erosão

Um dos fenómenos químicos, a *carbonatação* resulta duma alteração química do betão, em que o dióxido de carbono existente no ar penetra lentamente no betão com a ajuda da humidade e reage com o hidróxido de cálcio existente no betão, tendo como principal consequência a perda de alcalinidade do meio composto pelo betão e pelo ar que se encontra nos seus poros. Essa perda de alcalinidade é responsável pela destruição de uma camada protetora de óxido de ferro, que atua como barreira do aço à humidade e ao oxigénio, que uma vez destruída permite o início da corrosão das armaduras. O seu desenvolvimento depende do teor de humidade da estrutura, da humidade relativa ambiental, da concentração de CO_2 no ar, do tipo de cimento e da razão água /ligante do betão.

A velocidade de corrosão é controlada pelo acesso de oxigénio às armaduras (ambientes muito húmidos) e pela resistividade do betão (ambientes menos húmidos). Resumidamente, o mecanismo da corrosão é um processo eletroquímico que envolve reações químicas e correntes elétricas.

Num processo eletroquímico existem os seguintes elementos (Figura 5 [7]): Ânodo (zona da armadura despassivada); Cátodo (zona da armadura com acesso a oxigénio); Condutor elétrico (armadura); Eletrólito (betão).

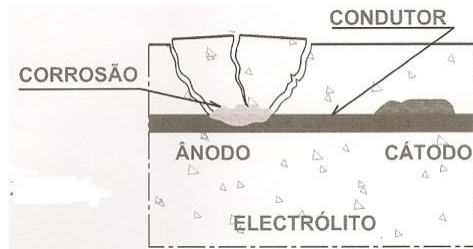


Figura 5 – Processo eletroquímico de corrosão das armaduras do betão.

Caso a profundidade de carbonatação determinada seja superior ao recobrimento das armaduras, significa que estas estão sujeitas a fenómenos de *corrosão*, que para além da degradação das armaduras é responsável por patologias nos elementos de betão armado, tais como abertura de *fissuras e fendas* e até mesmo *delaminação* (Figura 6 [8] e Figura 7 [5]) e colapso das superfícies desses elementos [8].



Figura 6 - Delaminação de betão em laje por corrosão de armaduras

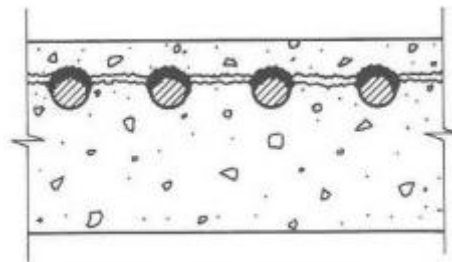


Figura 7 – Esquema de delaminação de betão em laje por corrosão de armaduras

Os principais sintomas de deterioração das estruturas de betão são: a fendilhação (Figura 8 [7] e Figura 9 [5]), a delaminação (Figura 10 [7]), a corrosão (Figura 11 [4]), a desagregação do betão (Figura 12 [7]), a erosão (Figura 4 [7]), as infiltrações (Figura 13 [7]), as eflorescências (Figura 14 [7]) e as deformações (Figura 15 [7]) [7].

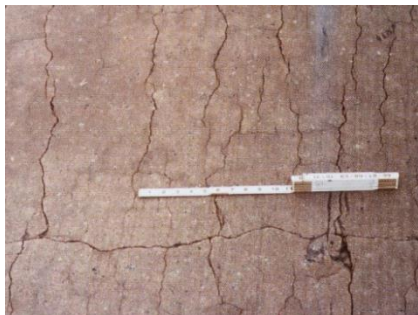


Figura 8 - Fendilhação originada por reações expansivas

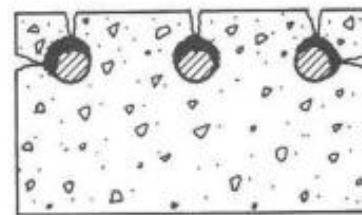


Figura 9 – Esquema de fendilhação originada por reações expansivas

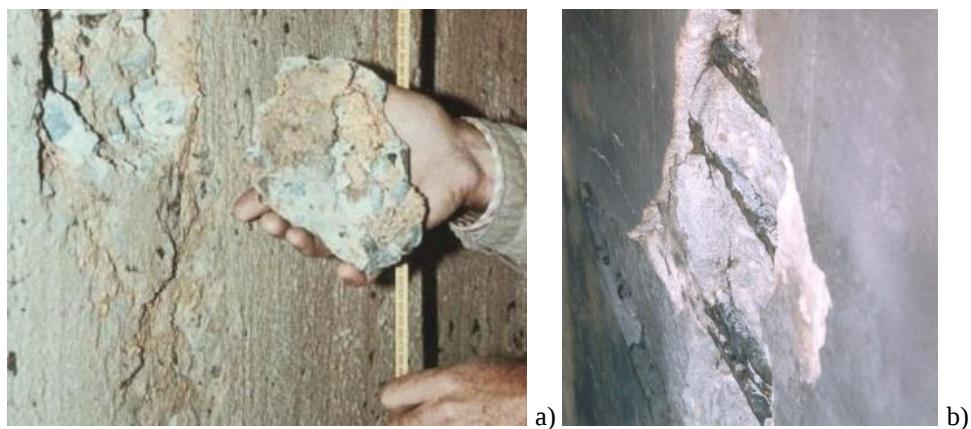


Figura 10 - Delaminação: a) causada por reações expansivas no betão; b) provocada por corrosão de armaduras



Figura 11 – Tipos de corrosão das armaduras no betão e respetivas causas



Figura 12 – Desagregação do betão - Desintegração sucessiva das camadas superficiais do betão



Figura 13 – Infiltração de água numa junta de betonagem deficiente



Figura 14 – Efflorescências - Deposição à superfície de sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão



Figura 15 – Deformações

Algumas das principais causas da deterioração do betão são a seleção inadequada dos materiais, o fabrico do betão, as cofragens deficientes, o posicionamento das armaduras, o recobrimento mínimo, a compactação do betão, a cura do betão e a remoção prematura do escoramento da cofragem [7].

2.2 Princípios da norma EN NP 1504

A deterioração dos elementos que compõem uma estrutura de betão armado e os problemas que surgem em consequência dos erros de conceção e de construção originaram uma análise mais profunda para a definição das soluções de reforço a implementar, mais adequadas a cada caso de obra.

Foi no âmbito da reabilitação de estruturas de betão que surgiu a norma europeia (EN 1504:2005) elaborada pelo Comité Técnico CET/TC 104 “Concrete and related products”.

A norma Europeia EN 1504 é constituída por 10 partes, com o propósito de organizar todo o processo de reabilitação de estruturas de betão, permitindo delinear os procedimentos mas também as características dos materiais passíveis de serem utilizados em cada situação (Figura 16 [9]).

A parte 1 da EN 1504 classifica e define os tipos de produtos e sistemas para reparação, manutenção, proteção ou reforço de estruturas de betão. As partes 2 a 7 incluem os requisitos dos materiais utilizados nos diversos tipos de proteção e reparação. A EN 1504-2 apresenta especificações para produtos e sistemas de proteção superficial do betão; a

EN 1504-3 inclui especificações para a reparação estrutural e não estrutural; a EN 1504-4 refere especificações para a colagem estrutural; a EN 1504-5 reporta às injeções do betão; a EN 1504-6 refere-se a ancoragem de armaduras; a EN 1504-7 especifica as questões de proteção contra a corrosão das armaduras; a EN 1504-8 descreve o controlo da qualidade e avaliação da conformidade das empresas fabricantes; a parte 9 apresenta a metodologia geral de reparação, desde o diagnóstico à seleção do sistema de reparação mais adequado, em função do tipo de patologia e necessidade do dono de obra, até à especificação dos materiais de reparação e a EN 1504-10 fornece informação sobre a aplicação e o controlo da qualidade dos trabalhos [10] [11] [12].

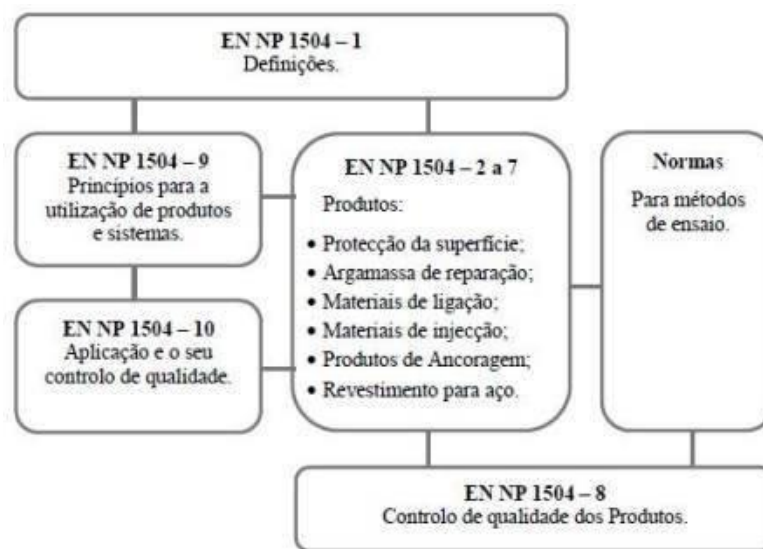


Figura 16 – Esquema da constituição da EN NP 1504

As etapas previstas na parte 9 da EN NP 1504 podem ser agrupadas de forma a resultar em 5 fases distintas. O processo de reabilitação inicia-se com a fase de diagnóstico (Figura 17 [12]), constituída por duas tarefas que visam avaliar o estado da estrutura e identificar as avarias e patologias presentes. Na fase deliberativa (Figura 18 [12]) são decididas as medidas a tomar e os princípios e métodos a adotar para o reforço. A terceira fase, consiste no dimensionamento (Figura 19 [12]) da solução adotada, baseada na decisão tomada anteriormente. A quarta fase refere-se à execução (Figura 20 [12]) da melhor solução encontrada e, por fim a fase de inspeção/ monitorização/ manutenção da estrutura reabilitada (Figura 21 [12]). Esta última fase pode ser facultativa, sendo que a sua aplicação apenas se torna relevante em estruturas especiais e com alguma importância [9].

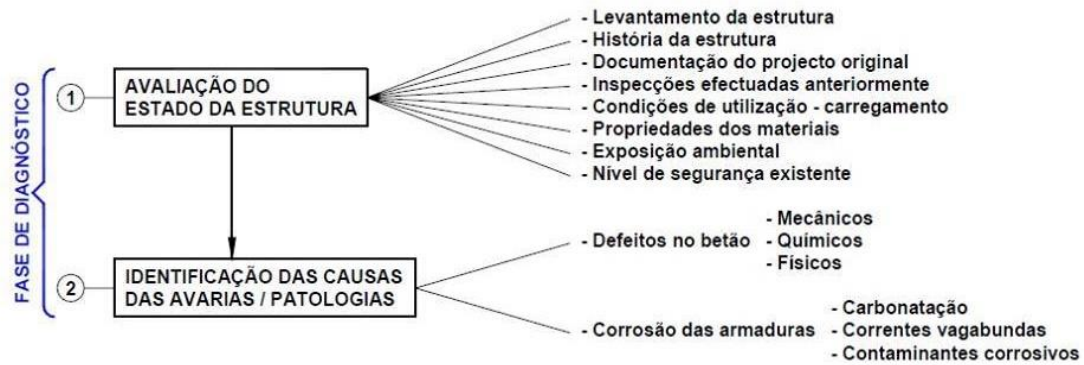


Figura 17 – Fase de diagnóstico



Figura 18 – Fase de deliberativa

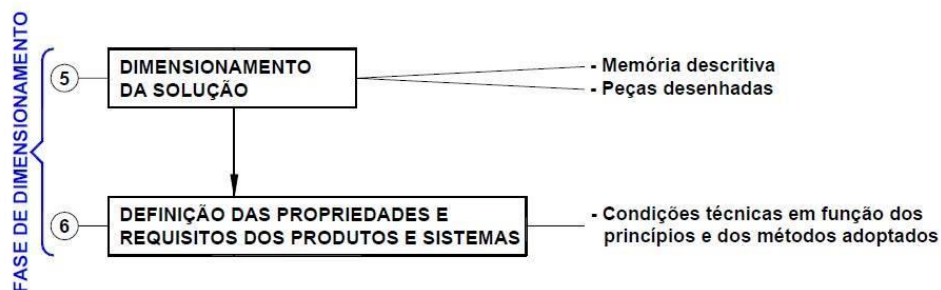


Figura 19 – Fase de dimensionamento

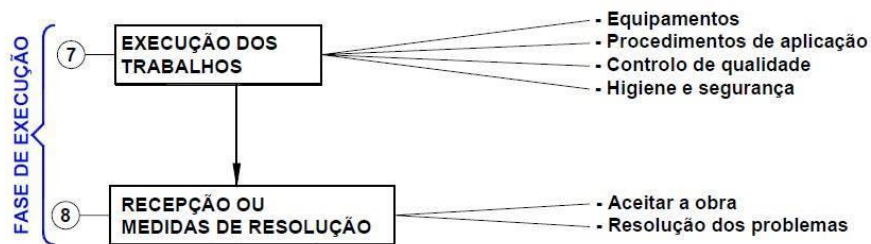


Figura 20 – Fase de execução



Figura 21 – Fase de opcional

2.3 Materiais e técnicas de reabilitação de estruturas de betão armado

A reabilitação e o reforço das estruturas de betão deve ser realizada, de modo a reduzir, a sua vulnerabilidade e consequentemente o risco, para níveis aceitáveis. Mas, uma das preocupações fundamentais quando se executa um reforço é a obtenção de uma ligação eficiente entre os materiais de adição e os existentes, por forma a garantir um funcionamento monolítico do elemento reforçado [13].

Também o método adotado deve ser eficiente para reparar o tipo de deterioração existente, devendo suprimir as causas que originaram a degradação e ser adequada ao nível de agressividade do ambiente a que a estrutura está exposta. Os métodos de reparação devem utilizar produtos ou sistemas em conformidade com a Norma EN 1504 [7].

Realizar proteções superficiais para reduzir a evolução da deterioração sem melhorar as características da estrutura de betão

- a) impregnação, revestimento e membranas
- b) tapamento de fissuras
- c) injeção de fissuras

Reparação parcial ou geral da estrutura de betão

- a) substituição do betão contaminado
 - corte de betão/ preparação de superfície
 - reposição da seção do betão
- b) aplicação de argamassa de reparação de betão
- c) aplicação de betão projetado
- d) aplicação de betão moldado
- e) inibidores de corrosão
- f) realcalinização (aplicação provisória de um processo eletroquímico)
- g) dessalinização (aplicação provisória de um processo eletroquímico)
- h) proteção catódica (caráter permanente)
- i) armaduras de aço inoxidável

Reforço parcial ou generalizado da estrutura de betão

- a) reforço com chapas metálicas
- b) incorporação de perfis metálicos ligeiros
- c) incorporação de perfis metálicos de elevada rigidez
- d) armaduras adicionais
- e) aumento de sessões de betão armado
- f) preenchimento ou contraventamento de pórticos
 - betonagem de painéis de preenchimento
 - introdução de estrutura de contraventamento
- g) reforço com pré-esforço exterior
- h) reforço por imposição de uma deformação
- i) reforço com materiais compósitos

Figura 22 – Ações a desenvolver, tendo por objetivo a conservação, reabilitação e o reforço das estruturas de betão.

2.3.1 Proteção superficial

A proteção superficial consiste numa ação de reparação que diminui a velocidade de propagação da deterioração. O objetivo é proteger contra o ingresso dos agentes agressivos associados à deterioração da estrutura.

As impregnações são sistemas que previnem a penetração de água, e respetivos agentes dissolvidos, através da superfície do betão, sem constituírem uma barreira à saída do líquido intersticial sob a forma de vapor. A aplicação de membranas também constitui uma forte barreira à penetração de líquidos.

Para o tapamento de fissuras os revestimentos devem ter capacidade de tapar as fissuras, o que requer uma elevada elasticidade do material de revestimento.

Para a injeção de fissuras é necessário determinar se a fissura se mantém ativa e qual a grandeza dos movimentos que se podem esperar ao longo do tempo. A injeção de fissuras pode ser efetuada com o objetivo de minimizar a passagem de fluídos (impermeabilizar) ou para aumentar a rigidez e a resistência do elemento estrutural fissurado (colagem estrutural). Em determinados casos a flexibilidade da resina aplicada não é suficiente para tratar fissuras ativas no caso de grandes movimentos provocados por cargas cíclicas e diferenças de temperatura, devendo, nestes casos, ser encarada a hipótese de instalar juntas de dilatação permanentes [6].

2.3.2 Reparação de elementos de betão armado

O betão utilizado na reabilitação de estruturas deverá apresentar características específicas, tais como boa resistência mecânica à compressão, boa aderência, boa trabalhabilidade associada à facilidade de colocação em espaços de difícil acesso, baixa retração e fluência, e módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação térmica e coeficiente de Poisson semelhantes ao betão existente (parâmetros de deformabilidade), com a intenção de evitar deformações diferenciais que introduzem tensões significativas na interface entre o betão de reforço e o betão existente. Neste tipo de trabalhos, recomenda-se ainda o uso de betões compactos, de baixa porosidade e com agregados de pequenas dimensões [14].

A reparação por substituição do betão poderá implicar reforços provisórios ou escoramento da estrutura.

A escolha do método para a remoção do betão das áreas degradadas é avaliada caso a caso. Poderá ser realizado através de martelos (Figura 23 [7]), do processo de hidrodemolição (Figura 24 [15]) ou de fresadoras (Figura 25). Não se deve introduzir vibrações excessivas numa estrutura já fragilizada.

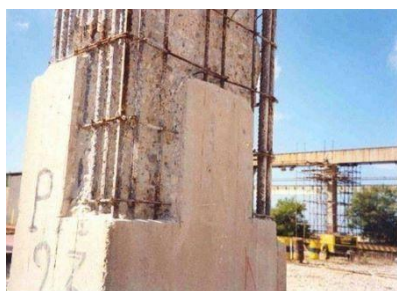


Figura 23 – Remoção do betão das áreas degradadas de um pilar



Figura 24 – Remoção do betão através do processo de hidrodemolição



Figura 25 – Remoção do betão através do processo de fresagem

Após a remoção do betão degradado verifica-se se as armaduras estão corroídas, e se o betão está contaminado. Caso seja necessário procede-se à limpeza das armaduras removendo a corrosão. Para o tratamento das armaduras existentes, procede-se à decapagem de varões com jato e areia fina e à substituição dos varões corroídos quando apresentam uma perda de secção superior a 30%. O aço utilizado na reabilitação, deverá ter uma classe de resistência igual à classe da armadura existente, tendo somente a preocupação de utilizar aços com características e soldabilidade especiais.

A superfície de betão é sujeita a um processo de limpeza das armaduras, que consiste na remoção integral de ferros de amarração, de elementos em betão ou de argamassa, dos produtos resultantes da corrosão (ferrugem), poeiras ou outras partículas soltas que possam reduzir a aderência das armaduras ao betão ou contribuir para a sua corrosão. Após esta fase inicia-se a aplicação do material de reposição (Figura 26 [7]).

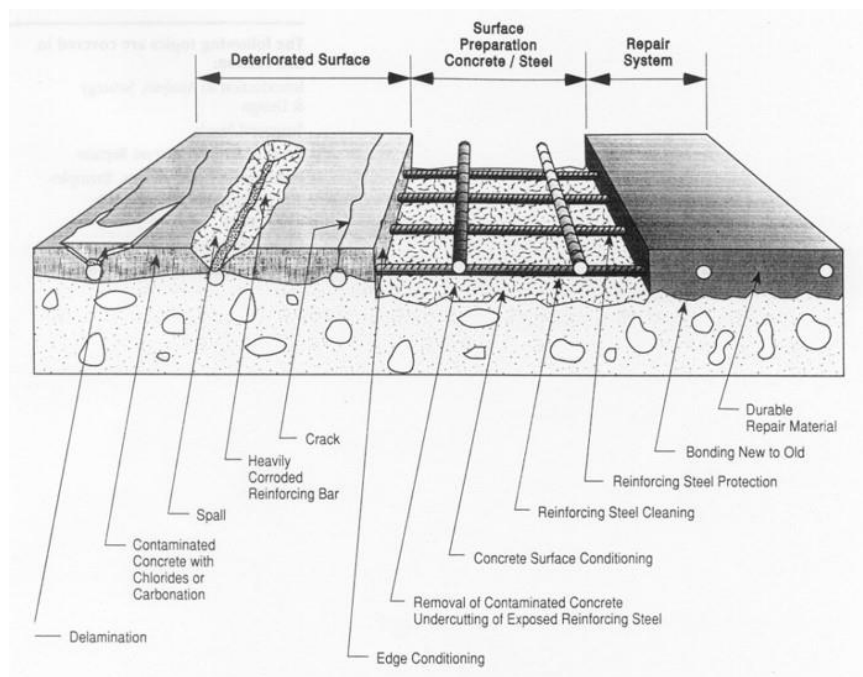


Figura 26 – Fases de reparação de elementos de betão armado

A seleção da metodologia de limpeza das armaduras deve ter em conta a densidade de armaduras e a proximidade do substrato. A limpeza das armaduras (Figura 27 [16]) pode ser efetuada com recurso a uma escova de aço para a limpeza de pequenas áreas, ou decapagem a jato abrasivo (areia), ou jato de água de alta pressão para grandes áreas. Após a limpeza segue-se o humedecimento das superfícies a reconstituir.



Figura 27 – Técnicas de limpeza: escova de aço, decapagem a jato abrasivo (areia) e jato de água de alta pressão

Quando a limpeza da superfície não é suficiente para a extração do betão contaminado ou degradado é necessário remover uma quantidade substancial do betão existente, contaminado ou degradado. O método de remoção deve ter em conta vários fatores, tais como, os custos, as limitações de tempo e de espaço, e as características do betão a remover. A espessura da remoção do betão deverá ser sempre a mínima possível e ter em conta a profundidade de carbonatação, o perfil do teor de cloretos no betão, a profundidade de outra contaminação, o recobrimento das armaduras, a atividade de corrosão das armaduras e as implicações na estabilidade estrutura [17].

Após a limpeza segue-se a aplicação de proteção anticorrosiva (Figura 28 [16]) através de pistola com funil para grandes áreas ou trincha para pequenas aplicações.



Figura 28 – Técnicas de aplicação da protecção anticorrosiva: pistola e trincha

A reposição do betão pode ter uma função estrutural ou não estrutural.

A seleção do método de reposição depende dos custos envolvidos, das restrições de tempo e espaço, do volume de betão a repor e das características desse betão.

Quando está previsto, aplica-se um primário de aderência para preparação da base e/ou inibidores de corrosão em pó, gel ou líquido, aplicados através de uma camada fina de compostos químicos na superfície das armaduras. Têm o efeito de diminuir a velocidade de corrosão.

Após molhar-se a base, remove-se o excesso de água. No caso de se tratar de uma reparação manual (Figura 29 [16]), “aperta-se” a argamassa de reparação com colher ou talocha.

Quando as zonas a reparar são extensas, pode ser apropriada a utilização de argamassas ou betões projetados (Figura 30 [16]), aplicados por via seca ou húmida. A aplicação por via húmida permite um maior controlo sobre a composição do material aplicado, assegurando a conformidade da obra com os requisitos especificados no projeto. O betão quando projetado também pode ser utilizado no reforço de estruturas de betão armado e deve ser aplicado por camadas de 20 a 30 mm cada. Quando aplicado em várias camadas, o procedimento terá de assegurar que a camada anterior deverá atingir uma resistência suficiente para suportar a camada seguinte. Para revestimentos superiores a 50mm deve ser prevista a colocação de uma armadura mínima.



Figura 29 – Técnicas de reparação manual: argamassa colocada à colher



Figura 30 – Técnicas de reparação com projecção por via húmida

No caso da aplicação de betões moldados, em situações de enchimento de maior espessura e sempre que tal seja viável poderão ser utilizadas cofragens. A colocação do betão de reparação numa área a reparar deve ser executada de forma a possibilitar que o betão flua, evitando a formação de bolha de ar.

Após o processo de reparação manual ou por projeção, iniciasse o processo de cura. Para melhorar as condições de cura, deve-se procurar reduzir o coeficiente de evaporação. A cura húmida é conseguida pela proteção contra a incidência solar, de ventos predominantes, do gelo através da aplicação de um filme plástico, de serapilheira humedecida (Figura 31 [16]) ou de outras membranas e a utilização de inertes e água arrefecida para o fabrico das argamassas e betões de reparação podem ser soluções para este problema.



Figura 31 – Processo de cura: filme plástico e serapilheira humedecida

A realcalinização (Figura 32 [18]) é um método de reabilitação eletroquímico que possibilita restaurar a alcalinidade à camada superficial de betão carbonatado. O processo envolve a passagem de uma corrente elétrica imposta ligada às armaduras (cátodo) e a um ânodo aplicado à superfície de betão provisoriamente, durante o período de tratamento. É um método a considerar no caso de estruturas em que a carbonatação se aproxima das armaduras, encontrando-se numa fase inicial do processo de deterioração, sem que os danos devidos à corrosão sejam muito severos.

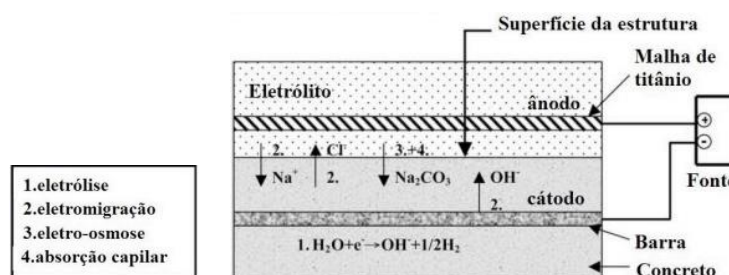


Figura 32 – Ilustração representativa do arranjo empregado dos mecanismos que ocorrem durante a realcalinização eletroquímica

A dessalinização (Figura 33 [19]) é um método eletroquímico que possibilita remover iões cloreto da camada de betão superficial. O processo envolve a passagem de uma corrente elétrica imposta ligada às armaduras (cátodo) e a um ânodo aplicado à superfície do betão provisoriamente, durante o período de tratamento. É um método a considerar no caso de estruturas em que os cloretos, em concentrações apreciáveis, aproxima das armaduras, encontrando-se na fase inicial do processo de deterioração, sem que os danos devido à corrosão sejam muito severos.

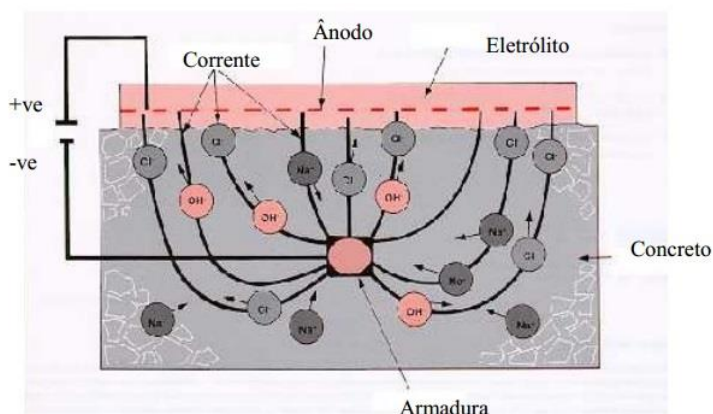


Figura 33 – Ilustração representativa dos princípios da dessalinização

A proteção catódica é um método semelhante, mas de carácter permanente. É um método empregue tratando-se de uma solução a longo prazo para a reabilitação de estruturas de betão armado contaminadas com cloreto. O princípio base é o de reduzir o potencial das armaduras para um estado mais eletronegativo, de forma a converter toda a armadura da estrutura num grande cátodo. Este efeito é obtido através da passagem de uma corrente elétrica de baixa intensidade, de um ânodo exterior, para as armaduras, através do betão.

A utilização de armaduras em aço inoxidável pode ser uma opção economicamente vantajosa, quando comparada com a solução tradicional de armaduras em aço de carbono, especialmente em condições de exposição mais agressivas ou em situações em que se pretenda evitar intervenções de conservação. Estão nestas condições as estruturas expostas ao ambiente marítimo, os elementos estruturais de difícil acesso a eventuais trabalhos de conservação, e as intervenções de reabilitação em edifícios de elevado valor patrimonial. O uso seletivo desta solução combinado com aço de carbono pode conduzir a uma solução muito competitiva em termos de custo do ciclo de vida da obra [6].

2.3.3 Técnicas de reforço de elementos de betão armado

O desenvolvimento de técnicas de reforço adequadas às estruturas de betão armado tem um papel preponderante. A sua aplicação pressupõe a necessidade de melhorar a resistência à flexão, ao corte, à compressão ou à tração [20]. O reforço dos elementos estruturais pode ser conseguido pela substituição de materiais de fraca qualidade por materiais mais resistentes, pela adição de reforços ou pela redistribuição de cargas [6].

No caso de se tratar do reforço de uma estrutura danificada por causas naturais ou acidentais, como sejam sismos, impactos, incêndios, cargas excessivas, corrosão de armaduras, contaminação química, em geral, os trabalhos iniciam-se com medidas de primeira urgência, designadamente: retirar carga da estrutura, que poderá envolver demolições parciais; limitar a utilização; escoramentos com estruturas metálicas de elevada rigidez; colocação de varões e/ou cabos de pré-esforço; sistemas de colocação em carga dos escoramentos, com recurso a macacos hidráulicos seguindo-se os trabalhos de reforço estrutural, idênticos aos adotados para uma estrutura que se pretenda aumentar a sobrecarga de utilização ou melhorar o comportamento estrutural.

Os materiais mais utilizados nos reforços são os betões de elevado desempenho, varões e chapas de aço, laminados e mantas de compósitos de fibras de carbono e de vidro, cabos e varões de pré-esforço e várias combinações destes materiais.

Reforço estrutural – Reforço com chapas metálicas

O reforço por colagem de chapas metálicas (Figura 34 [7], Figura 35 [20] e Figura 36 [7]) é uma técnica adequada quando se verificam deficiências nas armaduras existentes, e as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão se consideram ser adequados.

As chapas irão funcionar em conjunto com os varões existentes absorvendo esforços de tração. A aderência ao substrato deverá ser garantida para que haja um funcionamento conjunto entre a estrutura existente e o reforço introduzido. Habitualmente recorre-se a resinas epóxi aplicadas por injeção. Estas resinas são sensíveis a altas temperaturas, podendo deixar de transmitir forças em caso de incêndio [21]. Por esta razão, a ligação deve ser complementada com conectores. Em geral são aplicadas buchas metálicas para que o comportamento a longo prazo e face às ações dinâmicas/ cíclicas, bem como uma reserva de resistência para ações acidentais, como o fogo por exemplo [7], pretende obter um acréscimo dos esforços resistentes sem que no entanto conduza a um aumento da

rigidez do elemento estrutural [22].

Esta solução apresenta diversas vantagens, para além da rapidez de execução na instalação dos elementos metálicos e na ausência de materiais húmidos. No entanto é necessário recorrer a pessoal qualificado e especializado.

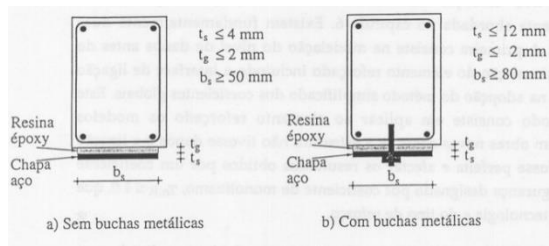


Figura 34 – Reforço à flexão

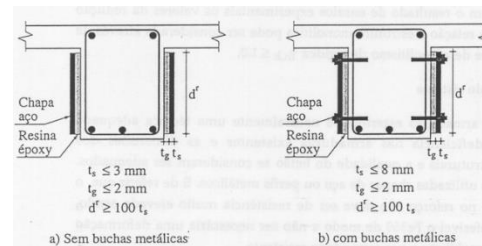


Figura 35 – Reforço ao esforço transversal



Figura 36 – Reforço de viga nervurada por colagem de chapas metálicas

Reforço estrutural - Incorporação de perfis metálicos ligeiros

Trata-se de uma solução idêntica ao reforço com chapas (Figura 37 [22]), em que são integrados na estrutura de betão armado perfis metálicos ligeiros, normalmente cantoneiras ou perfis em «U» dispostos nos cantos dos elementos em betão armado [22], sendo depois ligadas entre si por travessas metálicas.



Figura 37 – Reforço de pilares com incorporação de perfis metálicos ligeiros

Reforço estrutural - Incorporação de perfis metálicos de elevada rigidez

Caso se pretenda um acréscimo de capacidade resistente e de rigidez da estrutura, pode optar-se pela introdução de perfis metálicos de elevada rigidez, solidarizados à estrutura existente através de conectores (Figura 38 [23]), constituindo uma estrutura mista aço-betão [22].



Figura 38 – Perfis soldados às chapas de testa e fixados à viga de betão armado

Reforço estrutural – Armaduras Adicionais

As novas armaduras podem ser inseridas em ranhuras efetuadas no betão, sendo solidarizadas à estrutura existente por injeção de resina epoxídica (Figura 39 [22]). No caso de se pretender proceder à ligação das novas armaduras às armaduras existentes, pode optar-se pelo empalme ou por soldadura elétrica [22]. É o caso típico de reforço de elementos ao esforço transversal por adição de armadura transversal [21].



Figura 39 – Reforço de viga por adição de armaduras

Reforço estrutural – Aumento das secções de betão armado

O “reforço por encamisamento” consiste no aumento da secção transversal de um elemento, através da adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve a secção inicial e na qual ficam inseridas as novas armaduras [7]. A adição interna pressupõe a remoção da camada de recobrimento e uma adequada ligação aos varões existentes e ao betão [21].

Utiliza-se quando se pretende obter um acréscimo dos esforços resistentes. A adição de armaduras é também uma hipótese quando a quantidade de aço do elemento estrutural é insuficiente para suportar os esforços a que se encontra sujeito, quando há necessidade de aumentar a resistência das zonas comprimidas, de aumentar as dimensões da secção, de aumentar a rigidez e a ductilidade.

Aplica-se no caso geral ao reforço de vigas, pilares (Figura 40 [7] e Figura 41 [7]) e paredes, para todos os esforços, em especial os devidos à ação sísmica. No caso das vigas, o betão de reforço poderá envolver apenas a face inferior (reforço à flexão) ou todo o contorno abaixo da laje (reforço à flexão e esforço transversal) caso os condicionamentos arquitetónicos o permitam, pode optar-se pelo aumento das secções dos elementos estruturais, através de enchimentos em betão armado (Figura 42 [22]), solidarizados à estrutura existente através de conectores [13]. Por outro lado, apresenta como inconvenientes o aumento da dimensão dos elementos reforçados e o tempo de espera necessário para que o betão ganhe resistência [24].

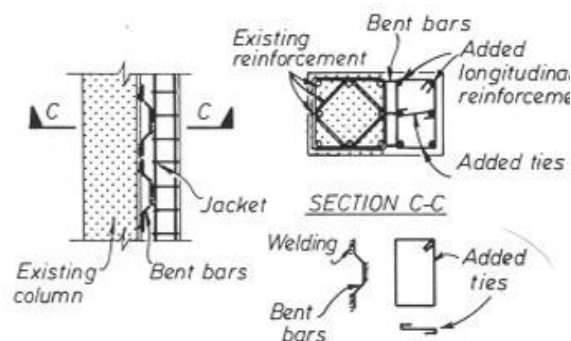


Figura 40 – Encamisamento lateral

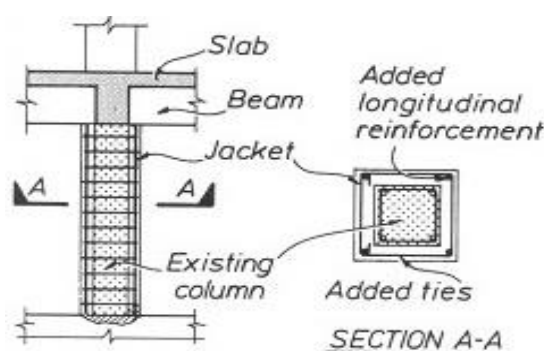


Figura 41 – Encamisamento de toda a seção

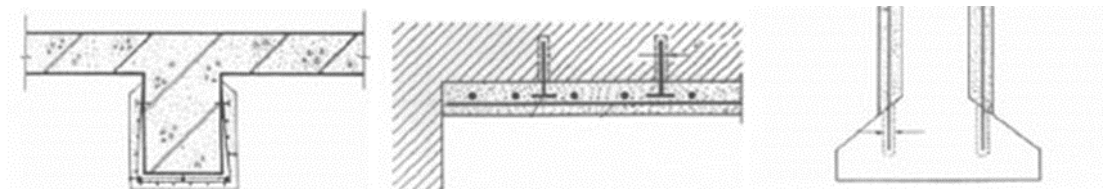


Figura 42 – Aumento de seções em elementos estruturais

Em alternativa à aplicação do betão usual, há a possibilidade de aplicar betão projetado, distinguindo-se principalmente pelo processo de aplicação e pela dimensão dos agregados.

O betão projetado (Figura 43 [24]) apresenta excelente aderência ao betão existente e às armaduras, garantindo um comportamento praticamente monolítico com o betão de base. Pode ser aplicado sobre qualquer superfície (vertical, inclinada ou mesmo sobre tetos). O alto grau de compactação e a baixa relação água/cimento asseguram boas características de resistência. Por outro lado, a sua aplicação em superfícies extensas, conduz um maior

risco de aparecimento de fissuras por retração. Surge, então, a necessidade de colocar uma armadura de pele e de garantir uma cura adequada por meio de repetidas molhagens [24].

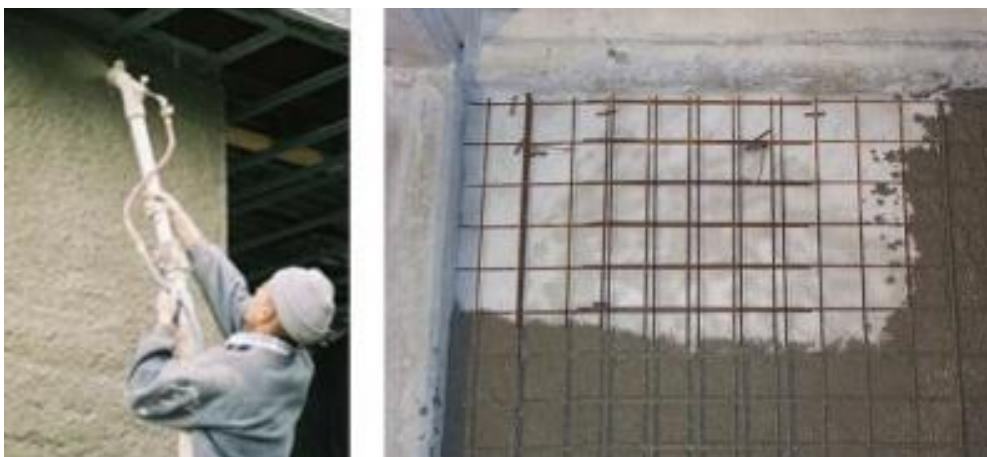


Figura 43 – Aplicação de betão projetado

Reforço estrutural – Preenchimento ou contraventamento de pórticos

O preenchimento ou o contraventamento de pórticos no seu plano é uma técnica utilizada quando se pretende reforçar edifícios de uma forma global.

Novos elementos de carga são introduzidos com o objetivo de melhorar o comportamento geral dos edifícios, no que respeita à resistência mecânica, rigidez e ductilidade, quando sujeitos a ações horizontais ou a assentamentos diferenciais aliviando os pórticos das forças sísmicas. É extremamente importante definir não só o número correto de elementos a reforçar, mas também procurar o posicionamento correto na estrutura. Quando se pretende reforçar os edifícios face a ações horizontais, nos casos em que as lajes podem ser consideradas diafragmas rígidos, o número mínimo de elementos de rigidez em planta é de três, para assegurar a resistência nas duas direções e os efeitos de torsão. No que se refere à distribuição vertical dos elementos a reforçar, deve-se procurar evitar alterações bruscas de rigidez [22].

Os painéis de preenchimento normalmente são executados nas zonas em que existiam paredes de alvenaria (Figura 44 [24]). São executados em betão armado moldado, sendo solidarizados aos pórticos através de conetores. A adoção desta técnica poderá implicar o reforço do sistema de fundações para resistir a maiores ações sísmicas e ao peso próprio

da estrutura reforçada [24].

Nos casos em que se pretende maior ductilidade pode optar-se por conectar o painel apenas ao longo do contacto com as vigas, e materializar uma junta no contacto com os pilares.



Figura 44 – Adição de paredes resistentes de betão armado

Por questões arquitetónicas há a possibilidade de se optar pela introdução de estruturas de contraventamento nas fachadas (Figura 45 [25]), minimizando os efeitos da sua aplicação no espaço interior, não perturbando o funcionamento habitual do edifício, mas em contrapartida é evidente a alteração da estética do edifício [25].

A introdução de contraventamentos metálicos aumenta a resistência a forças horizontais, mas não tanto a rigidez lateral do edifício. A capacidade de deformação de uma estrutura relativamente flexível mas pouco dúctil pode ser melhorado com esta solução, tomando medidas no sentido de evitar a rotura dos conetores de ligação dos contraventamentos à estrutura, e a rotura por esforço transverso dos elementos de betão [22].



Figura 45 – Adição de estruturas de contraventamento

Reforço estrutural – Reforço com pré-esforço exterior (pós-esforço)

A introdução de pré-esforço exterior (pós-esforço) em estruturas de betão armado é uma solução de grande eficácia quando o nível de reforço é elevado, e quando se pretende reduzir deformações e aliviar ou eliminar cargas em determinados elementos estruturais. O reforço pode ser conseguido pela introdução de cabos ou varões para pré-esforço. Os cabos ou varões de pré-esforço devem ser protegidos contra a corrosão e contra o fogo, à semelhança da metodologia adotada para uma estrutura nova. Uma vez que as ancoragens e as placas de desvio não vão ficar embebidas no interior da estrutura (Figura 46 [26]), deve ser dada particular atenção ao modo como as forças de pré-esforço são introduzidas [22].



Figura 46 – Adição de pré-esforço (pós-esforço) exterior

Reforço estrutural – Reforço por imposição de uma deformação

Através da imposição de uma deformação é possível aliviar parcialmente secções excessivamente esforçadas. Com esta solução consegue-se melhorar a capacidade de carga de toda a estrutura. Pode ser induzida na estrutura uma relação de esforços autoequilibrada, através de deslocamentos dos apoios ou pela introdução de apoios intermédios. É importante salientar que a redução de esforços em algumas secções conduz ao aumento de esforços noutras [22].

Reforço estrutural – Reforço com materiais compósitos

Os materiais compósitos apresentam várias vantagens para o campo de reforço de estruturas. Nomeadamente a sua elevada resistência, o baixo peso específico, a elevada resistência à corrosão, boa resistência à fadiga, bom amortecimento ao choque e

facilidade de aplicação.

A utilização de laminados e mantas de fibra de carbono impõe-se como alternativa ao reforço com chapas metálicas, pela versatilidade das soluções e rapidez de execução.

Os materiais compósitos são constituídos por fibras (vidro, aramida ou carbono), aglutinadas por uma fibra epoxídica. Os diversos tipos de fibras (Figura 47) podem ser combinados em tecidos unidirecionais ou bidirecionais, com percentagens previamente estabelecidas, de forma a obter as características mecânicas pretendidas

Contudo, há que ter em conta o seu custo elevado, a necessidade de rigor no dimensionamento e no conhecimento das propriedades da estrutura aquando do reforço, a baixa resistência ao fogo, a sua elevada toxicidade, a necessidade de pessoal qualificado e rigor de qualidade [24].



Figura 47 – Reforço de viga com fibras (FRP)

Demolição

Por vezes, a inspeção e o diagnóstico resultam na decisão de demolir e reconstruir total ou parcialmente a estrutura.

O constante desenvolvimento das propriedades dos materiais e as exigências de sustentabilidade no que respeita à qualidade de vida e preservação do ambiente, tem contribuído grandemente para o desenvolvimento das tecnologias associadas à modificação ou à demolição das estruturas de betão [22].

Capítulo 3 - Caracterização do edifício em estudo

3.1 Enquadramento e localização do edifício

O presente caso de estudo, diz respeito a um edifício localizado na Avenida Duque d'Ávila, n.º 169-169 D circundando para a Rua Filipe Folque, n.º 89, na freguesia de S. Sebastião da Pedreira, concelho de Lisboa (Figura 48), para o qual existe um projeto de arquitetura, para reabilitação e alteração de uso do edifício, que o requerente, CPAS - Caixa de Previdência dos Advogados e Solicitadores pretende levar a efeito.



Figura 48 - Localização do edifício (Google Maps)

O edifício tem três alçados:

- Alçado norte sobre a Avenida Duque de Ávila (Figura 49);
- Alçado Nascente sobre a rua Filipe Folque
- Alçado Sul sobre o logradouro.



Figura 49 - Alçado norte sobre a Av. Duque de Ávila

A Av. Duque de Ávila, construída sobre a 1ª circular da cidade, foi incluída no plano das Avenidas Novas, da autoria do Engenheiro Ressano Garcia, servindo de eixo de charneira entre a 2ª parte do plano (as Picoas) e a 3ª parte (que se estende até Entrecampos).

Esta Avenida, fazendo parte de uma circular de Lisboa, que liga nos seus extremos, a zona de Xabregas-Penha de França ao Vale de Alcântara, cruzando os principais eixos da cidade, é uma parte vital da circulação da cidade.

O planeamento dos transportes da cidade tem beneficiado esta avenida. Atualmente, junto ao edifício, existem as estações de Metro do Saldanha e de São Sebastião, e na Praça Duque de Saldanha, a 200 metros, várias paragens das principais carreiras de autocarros Carris.

Esta região insere-se no planalto de Lisboa, pelo que os arredores são facilmente acessíveis a pé. Recentemente o Município levou a cabo uma longa empreitada de requalificação da Avenida, sendo o resultado um arruamento composto de um largo passeio arborizado, uma ciclovia e duas vias automóveis de sentido único. O rebaixamento dos passeios permite que toda a Avenida seja acessível.

A zona em que o edifício está implantado tem um índice elevado de comércio, sendo de referir a proximidade à Avenida da República, à Avenida 5 de Outubro e à Avenida de Berna, assim como o El Corte Inglés situado na Avenida António Augusto Aguiar. A Fundação Calouste Gulbenkian e a Fundação Culturgest constituem os dois polos culturais desta área.

3.2 Caracterização arquitetónica do edifício em estudo

O imóvel foi construído nos últimos dois anos da década de 50, com um projeto da autoria do Arquiteto Carlos da Silva Pinheiro de 1956. Trata-se de um edifício constituído por um piso de meia-cave, piso térreo com galeria exterior de acesso e 7 pisos superiores, o último dos quais é recuado.



Figura 50 – Vista geral do edifício após o arranque da empreitada de reforço

O Edifício foi projetado para comércio no piso térreo e na cave, os restantes pisos destinados à habitação, dotado de duas frações por piso (esquerdo/direito). Posteriormente, a 18 de Dezembro de 1958, deu entrada no Município o pedido de alteração de licença de uso de habitação para escritórios, que foi deferido, mantendo-se essa utilização até à atualidade. Há aproximadamente 7 anos, que o imóvel não tem inquilinos. Desde que os serviços da Segurança Social deixaram de ocupar parte do edifício, e sem perspectivas que esta situação se alterasse num futuro próximo, esta intervenção e consequente alteração da sua utilização tornou-se prioritária.

O prédio tem uma área de implantação de 330,75m², inserindo-se num lote de 505,25 m². Formalmente o edifício é paralelepipedico. Tem planta retangular com 10,00m de largura por 38,00m de comprimento. A empena, do lado poente, confina com outro edifício, e parte do alçado Sul confina um edifício de cêrcea mais baixa.

O edifício possui algumas aspetos arquitetónicos de interesse, nomeadamente os alçados, resultado de uma composição de varandas e brise soleils em diferentes planos, assim como a galeria no piso térreo (Figura 51).



Figura 51 - Galeria no piso térreo

Nesta conceção é notória a influência sobre o autor do projeto, das mais recentes obras de arquitetura moderna pós-2^a Guerra Mundial. No entanto a conceção do interior segue o esquema tradicional de esquerdo/direito (Figura 52) e os compartimentos dos apartamentos foram organizados em relação a um corredor, em parte consequência da implantação estreita.



Figura 52 - Vista interior

Visto que o edifício se encontrava devoluto, isto é, sem uso nem usuários, e sem perspectivas de vir a tê-los num futuro próximo, o proprietário encomendou um estudo e projeto à Planigere, Engenharia e Construções, SA, a fim de reabilitar o edifício para habitação de pequena tipologia.

A encomenda do Dono de Obra teve em conta o desejo dos membros Caixa de Previdência dos Advogados e Solicitadores terem um pequeno apartamento no centro da cidade. Tanto para membros que, vivendo nos arredores da cidade, se deslocam várias vezes por razões profissionais à cidade, ou aqueles que por outras razões desejem arrendar um destes apartamentos.

Tanto a localização como a encomenda determinaram que este edifício de aspeto urbano devia realmente funcionar enquanto tal, recuperando o uso anterior de habitação.

Foram projetadas pequenas habitações, do tipo T0 e T1. Esta tipologia não só responde à encomenda, como satisfaz mais os futuros usuários e melhor serve a cidade. Tendo em conta os hábitos de vida atuais e a vivência na cidade, onde o dia é passado maioritariamente fora da habitação, as refeições são tomadas fora de casa e o tempo livre é ocupado nos vários serviços de comércio e de cultura disponíveis, um apartamento com um compartimento composto de uma zona de estar, servido de kitchenette, e outra de dormir, constituiu a melhor resposta aos aspetos referidos.

Após a reabilitação o edifício terá novo uso e melhor qualidade estética. Estará assim em conformidade com os esforços do Município, expressos no PDML, e na requalificação da Avenida Duque de Ávila, em que se pretende revitalizar esta parte da cidade através da criação de espaços habitacionais e da fixação da população, que dinamizem esta parte da cidade.

3.3 Identificação das intervenções de conservação/ beneficiação/ alterações realizadas

Após a sua conclusão em 1958, o edifício registou as seguintes alterações:

Em 1958

Alargamento dos pilares, colocação e mais um sanitário para cada uma das lojas, cabine elétrica com entrada pelo pavimento do passeio privativo, eliminação de pequenas arrecadações e alteamento do pavimento da arrecadação da loja de maior desenvolvimento na cave.

Nova solução de degraus e de separação do passeio público do privativo, colocação do monta-cargas, supressão da arrecadação na loja de maior desenvolvimento e criação de montras interiores nas outras lojas. Também foi rebaixado o piso do logradouro ao nível do R/c.

Nas casas de banho dos restantes andares foi desenvolvida uma nova solução para o sistema de ventilação e de esgoto.

Em 1963

Foi efetuado o prolongamento da estrutura de betão armado, para execução de um piso recuado. Foram executados novos pilares e vigas e uma cobertura plana de laje maciça recoberta com chapas. Interiormente o pavimento foi elevado por meio de muretes de tijolo sobre os quais foram assentes placas de betão moldadas e forradas superiormente com linóleo. O teto foi revestido por placas de aglomerado de cortiça. Foi aplicada caixilharia em alumínio, na cor natural, sendo os vãos protegidos com estores metálicos reguláveis.

Em 1965

A intervenção foi de extrema simplicidade. Resumiu-se à execução de um lanço de escadas em betão para permitir o livre acesso ao terraço, sem passagem obrigatória pelo interior do andar recuado, e à abertura de um vão para colocação de uma porta onde inicialmente existia uma janela.

Em 1966

Foi construído um pequeno lanço de dois degraus na escada e, por intermédio da abertura de uma porta, ficou independente o acesso ao terraço e daí à cobertura.

Procedeu-se à compartimentação, por meio de divisórias amovíveis, da área coberta criando-se assim 3 gabinetes mais pequenos, um maior, 2 arquivos, uma sala de espera, um vestiário e uma grande sala para arquivo e expediente. Foi, também, executado junto ao vestiário uma nova instalação sanitária.

Em 2007

Realizaram-se intervenções no restaurante, ao nível das infraestruturas, na rede de drenagem de águas residuais e de abastecimento de água.

3.4 Caraterização construtiva do edifício em estudo

Sobre o edifício possui-se, como informação base, as plantas de arquitetura, as pormenorizações dos elementos estruturais, os cálculos de estabilidade e a memória descritiva constantes no processo do projeto original.

O edifício em estudo tem uma configuração retangular estendendo-se de uma forma alongada. Tem um desenvolvimento em altura de 7 pisos. O piso inferior, designado de cave, encontra-se parcialmente enterrado.

O edifício foi concebido para habitação coletiva, mas acabou por ser transformado num, edifício de escritórios.

A ocupação da cave (Figura 53 [27]) estava individualizada em 3 partes: uma para utilização por parte do arrendatário do restaurante e outras duas para utilização dos arrendatários das lojas. Não havia comunicação entre os elevadores e a cave. Entre o piso 0 e a cave as comunicações eram garantidas através de escadas.

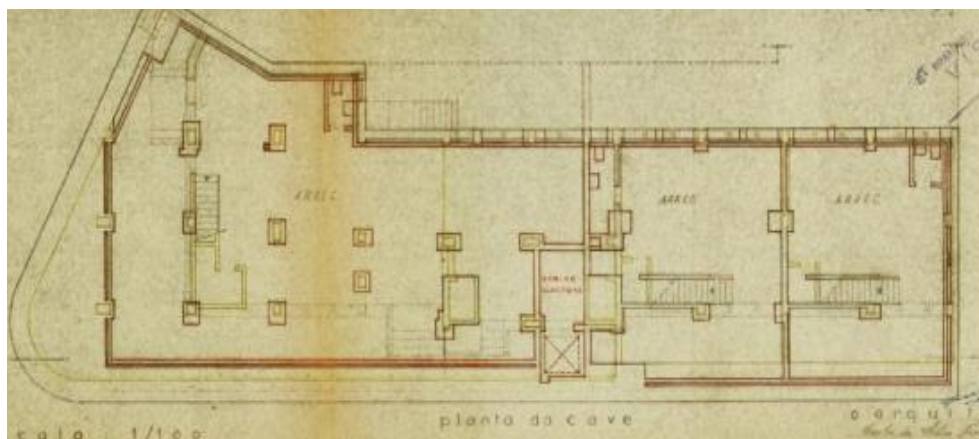


Figura 53 - Planta da Cave

A comunicação vertical entre pisos é realizada através de escadas constituídas por lajes maciças de betão armado e por 2 elevadores de acesso entre o piso 0 e o piso 7.

Ao nível do piso 0, o contacto com o exterior era privilegiado (Figura 54 [27]). Para além da galeria exterior, as paredes exteriores eram compostas por grandes envidraçados.

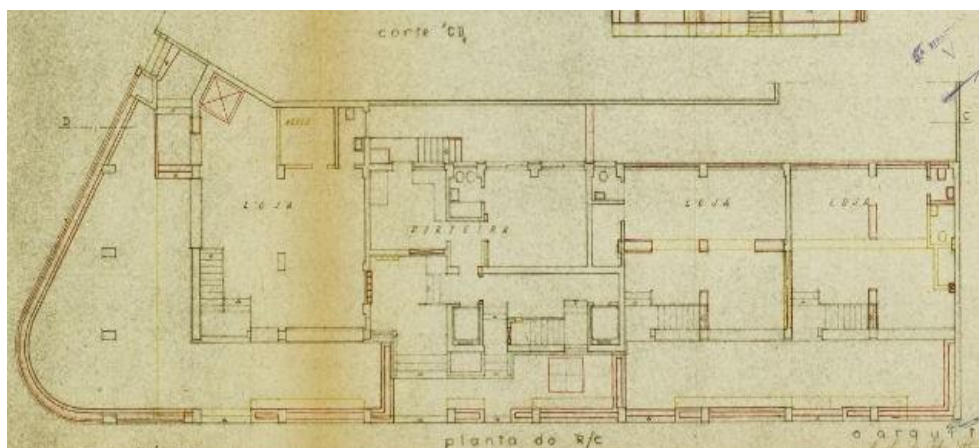


Figura 54 - Planta do Piso 0

Uma vez que a ocupação deste espaço privilegiava o comércio, os espaços eram amplos e a compartimentação interior, executada em alvenaria de tijolo, era reduzida, definindo os compartimentos para ocupação das instalações sanitárias e para a ocupação da casa da porteira.

Os pisos superiores, do piso 1 ao piso 6 (Figura 55 [27]), estavam compartimentados em duas frações por piso, com áreas significativas.

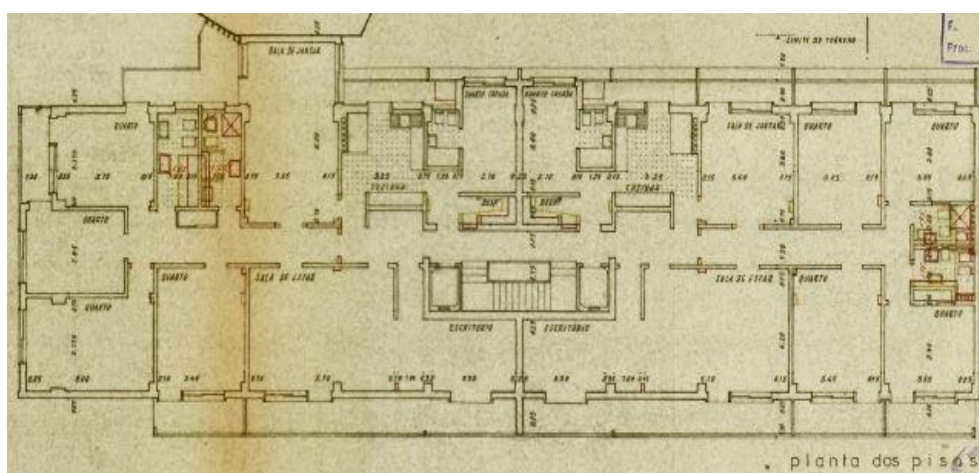


Figura 55 - Planta do Piso 1 a 6

O piso 7, designado por piso recuado, foi alvo de uma intervenção em 1963. Esta intervenção visava a expansão do edifício com aproveitamento da cobertura para a ocupação de escritórios. As divisórias existentes eram em madeira, conferindo maior liberdade na ocupação de espaço, de acordo com as necessidades. Apenas a compartimentação das instalações sanitárias foi executada em alvenaria de tijolo (Figura 56 [27]).

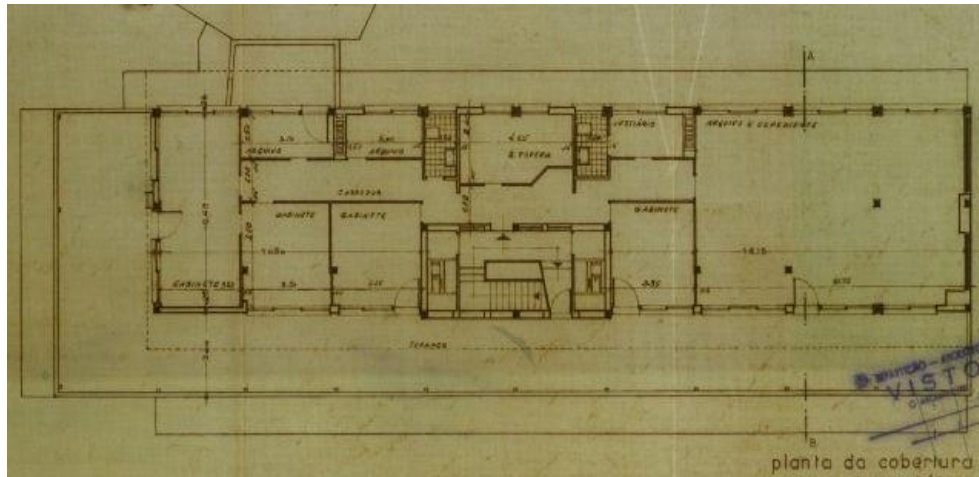


Figura 56 - Planta do Piso 7

Relativamente à orientação do edifício, o alçado principal está orientado a Norte e o alçado posterior orientado a Sul. O alçado lateral direito está orientado a Este e o plano do edifício orientado a Oeste é contíguo a um edifício (Figura 57 [27] e Figura 58 [27]).

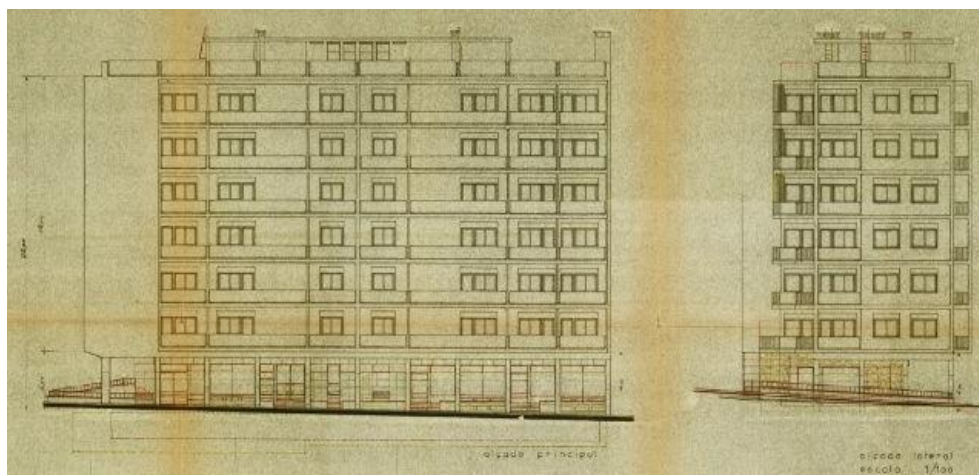


Figura 57 - Alçado principal e latera

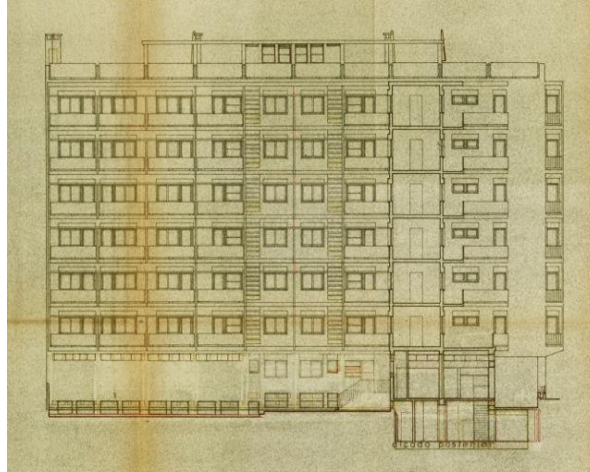


Figura 58 - Alçado posterior

O sistema estrutural é do tipo pórtico de betão armado (Figura 59 [28]). É um edifício regular, com a exceção do último piso. É constituído por uma malha de pilares e vigas. A malha de pilares é constante, com afastamentos inferiores a 4,00m. As vigas mantêm o mesmo afastamento, à exceção de dois vãos simétricos entre si, entre os pilares P7 e P21 que tem aproximadamente 6,00m.

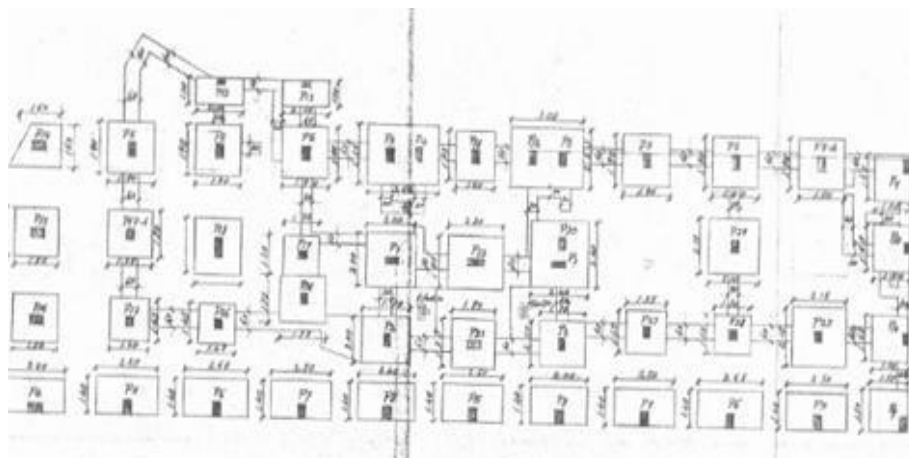


Figura 59 - Planta de fundações

O edifício possui fundações diretas, constituídas por sapatas isoladas. Na fase de estudo, para realização da intervenção, verificou-se através de sondagens, a inexistência das vigas de fundação, que constavam no projeto de estabilidade e que as sapatas eram de dimensão reduzida, com cerca de 1,00m x 1,00m, com 0,80m de altura.

Na fase de elaboração de projeto foram realizadas sondagens (Figura 60 [29], Figura 61 [29],

Figura 62 [29] e Figura 63) pela Geocontrole, conducentes ao Estudo Geológico-Geotécnico. O substrato sondado abaixo da camada de materiais de aterro, com cerca de 1,20m a 1,80m de profundidade, evidenciava uma sequência sedimentar característica do «miocénico da região de Lisboa», pertencente à unidade lito-estratigráfica designada por Argilas dos Prazeres (MP_r). No local investigado pela sondagem S1, até à profundidade de cerca de 9m (contados a partir da cota da Av. Duque de Ávila), foram identificadas argilas margosas, com nódulos e concreções carbonatadas, de colorações cinzento azuladas. A caracterização geotécnica efectuada com base nos ensaios SPT permitiu identificar a presença de solos coesivos rijos, mediante valores de NSPT entre 32 e 60 pancadas [29].



Figura 60 - Execução de furação para estudo geotécnico

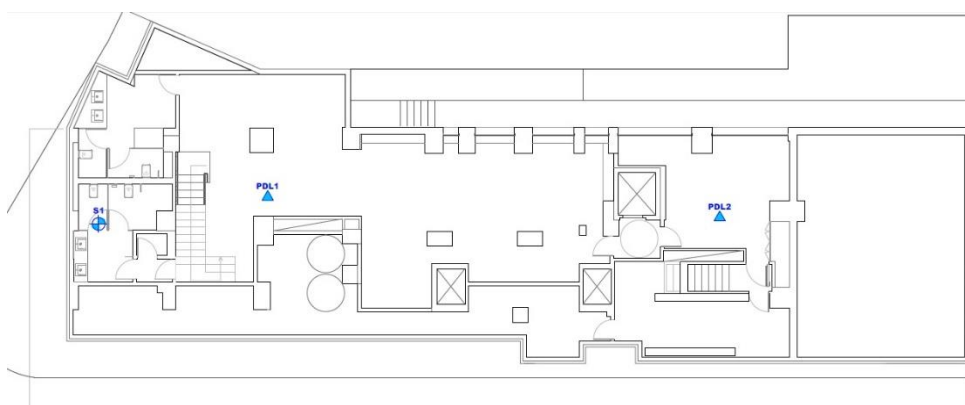


Figura 61 - Planta de localização da prospeção geotécnica



Figura 62 - Perfil geotécnico interpretativo da prospeção geotécnica



Figura 63 - Execução de sondagens ao nível da cave: a) furação; b) abertura de vala; c) visualização do nível freático

As inspeções realizadas ao edifício pela A2P Consult em 1994 e em 2005 serviram de apoio para a análise aos elementos existentes. No relatório de inspeção constava que os elementos estruturais teriam sido dimensionados e pormenorizados de acordo com os princípios regulamentares do Regulamento do Betão Armado (dotando a estrutura de alguma capacidade para resistir a ações horizontais, nomeadamente na execução dos pilares impondo a colocação de armadura longitudinal mínima em função da sua secção). Decorrente da prática na época, apresentavam as seguintes deficiências: pilares fracamente cintados, em que a única armadura transversal existente serviu para pouco mais do que para funções construtivas; ligeira variação da secção dos pilares em altura; deficiente interligação dos elementos, sendo que os nós de ligação não foram pormenorizados no projeto; o comprimento insuficiente de amarração das armaduras superiores das vigas; lajes de pequena espessura, com reduzida rigidez no plano; de modo geral, não foram adotadas regras que garantissem o comportamento dúctil, global ou local, da estrutura: não foi realizada uma cintagem das secções críticas dos elementos, os pilares encontram-se mais sujeitos a rotura do que as vigas, a rotura por esforço transversal

é condicionante para todos os pilares, não foram limitadas taxas de armadura para evitar roturas frágeis pelo betão [3].

Os poços dos elevadores (Figura 64) existentes eram de betão armado, tendo sido executados 1,00m abaixo da cota da laje do piso 0. Não havia nenhuma ligação entre o arranque das caixas de elevador e a fundação do edifício. As caixas dos elevadores assentavam sobre uma laje com 15cm de espessura e malha inferior de varão $\varnothing 1/4$ liso (6mm) afastado a 10cm. Segundo os elementos de projeto disponíveis, as paredes das caixas dos elevadores eram em betão armado de 10cm de espessura e malha a meio de varão $\varnothing 6$ mm afastado a 15cm.



Figura 64 - Vista interior da caixa de elevador

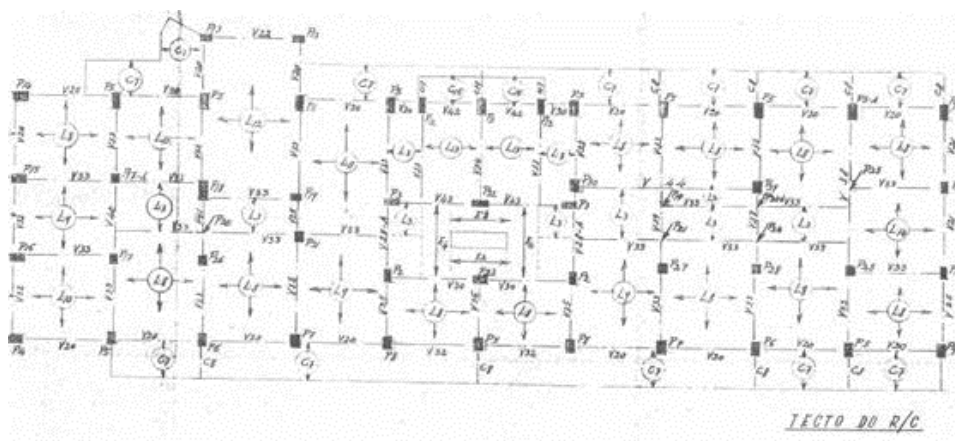


Figura 65 - Planta de Teto do R/c

O teto da cave é constituído por uma laje maciça vigada com espessura média de 9cm (Figura 65 [28]). A dimensão das vigas varia entre os 0,50m x 0,40m e os 0,24m x 0,60m. Neste piso existem vigas que não estão interligadas diretamente à laje de piso, mas sim a

cerca de 1,00 m abaixo da cota da laje de piso. Esta situação verificou-se na estrutura de contorno do arranque das caixas dos elevadores. Também se verificou a existência de uma viga que apoia sobre um troço de parede de alvenaria de tijolo.

A estrutura, no piso 0, é composta por pilares e vigas que variam de secção. Há pilares com secção de 0,55m x 0,40m, 0,40m x 0,40m e 0,30m x 0,40m. Há vigas com secção de 0,20m x 0,40m e 0,50m x 1,00m, na zona em que o vão tem 6,00m de largura no piso 0.

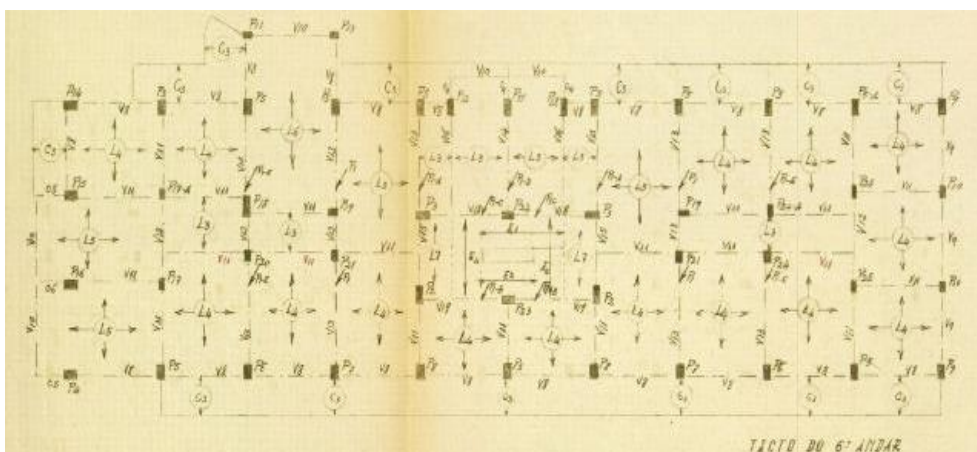


Figura 66 - Planta de Teto do 6º andar

Os pisos 1 a 6, também são constituídos por estrutura de pilares que variam de secção (Figura 66 [28]). Há pilares com 0,25m x 0,40m, com 0,30m x 0,50m, e outros com 0,20m x 0,60m. As vigas mantêm a largura de 0,12m e altura vai variando entre os 0,60m e os 0,40m.

A Figura 67 ilustra as inspeções realizadas para a determinação, numa fase inicial, da dimensão das secções de pilares e vigas.

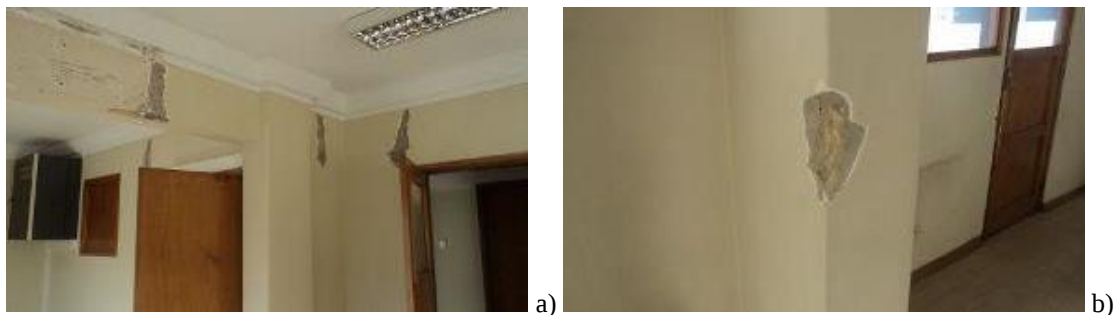


Figura 67 - Execução de pontos de inspeção nos pisos 1 a 6:
a) nas vigas; b) nos pilares

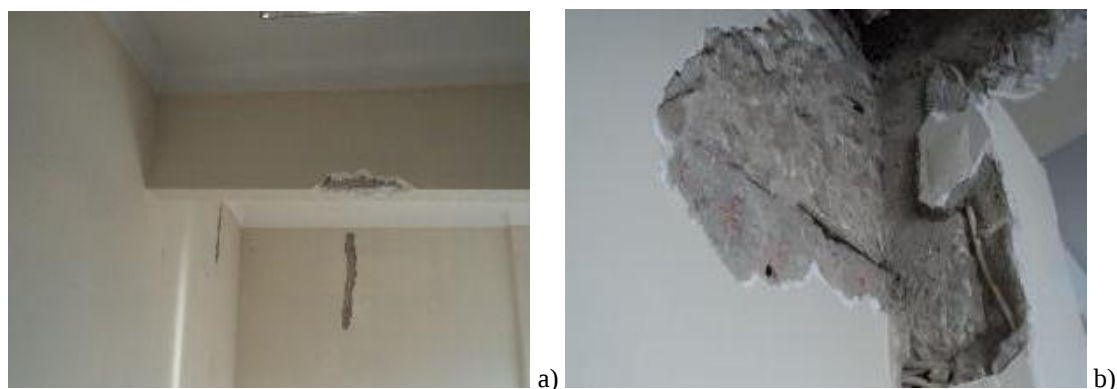


Figura 68 - Execução de pontos de inspeção nos pisos 1 a 6:
a) nas paredes; b) nos encontros de vigas com pilares

A estrutura do piso 7 reflete o prolongamento da estrutura em betão armado dos pisos inferiores (Figura 69 [28] e Figura 70). Para a ampliação proposta, foram criados novos pilares com cerca de 25cm x 25cm e vigas invertidas de 30cm x 50cm de seção.

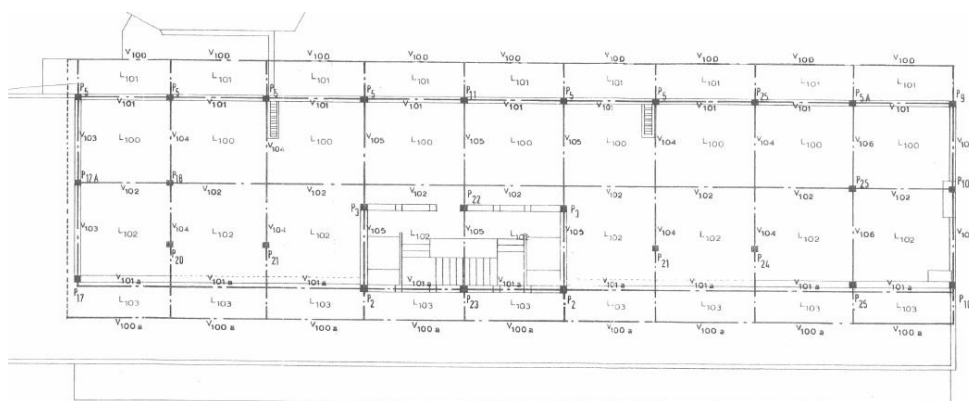


Figura 69 - Planta do piso 7



Figura 70 - Vista interior do piso 7

A laje de esteira foi executada com 10cm de espessura em betão armado, coberta por chapas de fibrocimento sobre asnas de madeira, as quais foram substituídas há

aproximadamente 4 anos, por chapas de naturocimento, assentes sobre novas asnas de madeira (Figura 71 e Figura 72).



Figura 71 - Vista exterior da Cobertura



a)



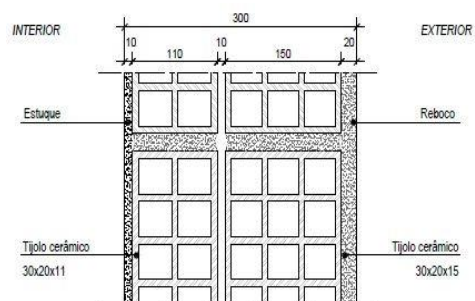
b)

Figura 72 - Vista interior da cobertura a) esquema da asna; b) apoio da asna

As paredes de fachada eram constituídas por paredes de alvenaria dupla sem caixa-de-ar, revestidas com um reboco hidráulico de 2 cm na face exterior e estuque de gesso com 1 cm na face interior. São constituídas por dois panos de tijolo cerâmico de 30x20x15cm³ e 30x20x11cm³. A Figura 73 ilustra a constituição das paredes de fachada deste edifício.



a)



b)

Figura 73 - Constituição da parede exterior: a) sondagem efetuada; b) pormenor tipo

No piso 0, pela nobreza do espaço os pilares e as paredes exteriores eram revestidas a pedra, assim como as floreiras que delineavam a transição entre o espaço público e o espaço privado exterior (Figura 74). Do piso 1 ao piso 6 os vãos de fachada são evidenciados através de molduras em betão pré-fabricado com coloração diferente da restante fachada.



Figura 74 - Vista exterior do piso 0

As paredes interiores eram de alvenaria de tijolo furado com 30x20x11cm³ estucadas em ambas as faces (Figura 75), à exceção das paredes das instalações sanitárias e das cozinhas que eram revestidas com material cerâmico e das paredes da zona nobre, e da zona de entrada, que estavam revestidas a pedra (Figura 76).

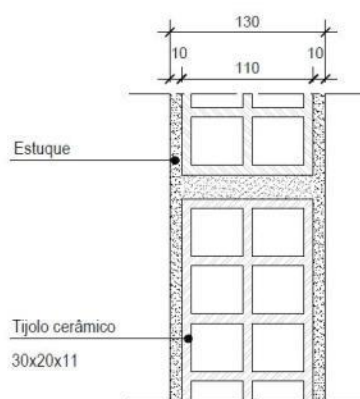


Figura 75 - Pormenor tipo da constituição da parede interior



Figura 76 – Revestimento da entrada a pedra

A caixilharia exterior dos pisos 1 a 7 era de madeira, integrando estores em PVC (Figura 77 a)). No piso 0 a caixilharia era de ferro revestida a alumínio (Figura 77 b)), dispondo de estores no alçado tardoz. Na marquise do piso 7, executada posteriormente, foi aplicada caixilharia de alumínio (anodizado, à cor natural vidro simples).



Figura 77 – Caixilharia: a) vista interior da caixilharia em madeira integrando estores; b) vista exterior da caixilharia em ferro revestida a alumínio

No piso 0 o pavimento das zonas comuns é revestido a pedra, à exceção dos compartimentos destinados às lojas que são em corticite.

Os pavimentos nos pisos 1 a 6 eram constituídos por laje de betão armado com altura variável entre os 10 e os 12cm de espessura (Figura 78 e Figura 79). Os revestimentos eram de tacos de madeira nos quartos, sala de estar, sala de jantar e de escritório. As cozinhas e as instalações sanitárias eram revestidas a azulejo e as zonas comuns a pedra.

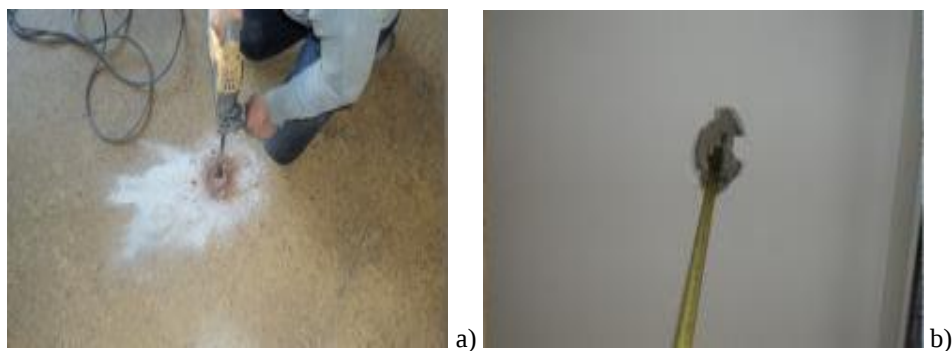


Figura 78 - Sondagem efetuada no pavimento: a) execução através de berbequim; b) visualização

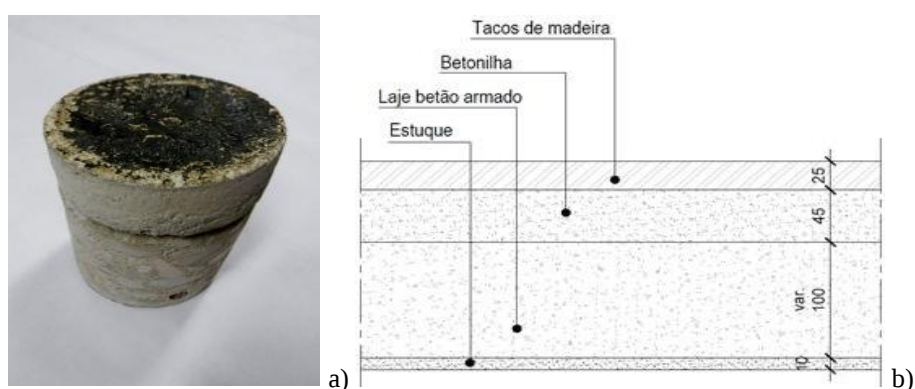


Figura 79 - Constituição do pavimento do piso tipo: a) sondagem efetuada; b) pormenor tipo

No piso 7 a laje é constituída por 10cm de betão armado, 2cm de argamassa, 2,5cm de tijolo cerâmico, 1,5cm de material betuminoso e argamassa de assentamento do mosaico hidráulico com 2cm de espessura (Figura 80 [28]).

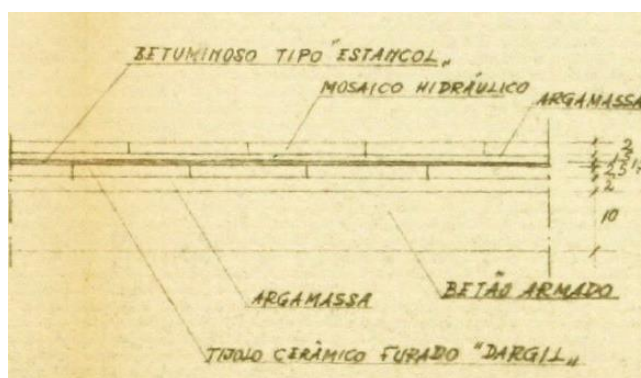


Figura 80 - Pormenor da cobertura, antes do prolongamento da estrutura para execução do piso 7

Com o prolongamento da estrutura e o aproveitamento do piso 7, manteve-se a mesma constituição do pavimento. No entanto foram colocadas fiadas de alvenaria para elevação do pavimento de modo a permitir o atravessamento da tubagem da rede pluvial (para condução as águas da cobertura do alçado principal para o alçado posterior) e para assentamento de placas de betão moldadas e forradas superiormente a linóleo.

No piso 7 verificou-se a existência de um avançado “clandestino” (Figura 81). Nesse local manteve-se o acabamento da laje da cobertura em mosaico hidráulico.



Figura 81 - Vista interior do avançado “clandestino”

O revestimento dos tetos era em estuque, à exceção do piso 0 onde se verificou a existência de tetos revestidos a cortiça e outros suspensos em estafe para encobrimento das tubagens (Figura 82). No piso 7 o teto foi forrado a placas de aglomerado de cortiça.



Figura 82 - Revestimento de teto em estuque e viga em estafe

Capítulo 4 - Descrição da intervenção realizada

4.1 Fatores conducentes à intervenção a realizar

Propriedade da Caixa de Providência da Ordem dos Advogados (CPAS), nos últimos anos o edifício foi utilizado para acolher diversos tipos de serviços, embora a sua conceção estivesse pensada para habitação. Com o intuito voltar a dar ao edifício o seu uso inicial, foi proposto fazer uma intervenção profunda em todo o edifício visando, por um lado, corrigir as deficiências verificadas e por outro proporcionar aos futuros utilizadores um maior conforto.

4.1.1 Intervenções para a alteração de uso

Como anteriormente se referiu, o edifício, localizado na rua Duque D'Ávila nº 169, é composto por cave, R/chão, 7 pisos elevados e foi construído em duas fases, a primeira durante na década de 50 e que previa a construção até ao 6º piso e posteriormente foi executado o recuado que data o ano de 1963. Concebido inicialmente para habitação foi, juntamente com vários edifícios localizadas no centro de Lisboa, convertido para serviços, tendo albergado durante 6 anos a Segurança Social. Durante aproximadamente 7 anos o imóvel não teve inquilinos.

Não havendo perspectivas que esta situação se alterasse num futuro próximo, e face à degradação do edifício, tornou-se prioritária uma intervenção de reabilitação e a alteração de uso, para o prolongamento da vida útil e viabilidade económica deste edifício.

Alguns dos edifícios antigos em betão armado têm sido objeto de intervenções de reforço estrutural. As principais questões subjacentes à intervenção relacionam-se com a determinação das características resistentes dos materiais, levantamentos estruturais e análise da resistência e estabilidade dos elementos estruturais face às adaptações previstas e o correto diagnóstico das anomalias encontradas [30]. É ainda recorrente verificarem-se grandes divergências entre o que está preconizado em projeto e a execução em obra, à medida que os trabalhos vão progredindo.

Diagnosticados os mecanismos associados ao desenvolvimento dos danos que se verificam na estrutura, segue-se a escolha da solução mais adequada. A adequação e durabilidade estimada para a estrutura reabilitada é de importância crucial para a escolha do processo de reabilitação. No entanto, existem outras variáveis que dependem das

circunstâncias específicas de cada caso [6].

Em 1994 a empresa A2P Consult realizou uma inspeção ao edifício, com o intuito de avaliar o seu estado de conservação. Nesse parecer consta a existência de anomalias na estrutura composta de betão armado, como por exemplo a fendilhação de alguns pilares e vigas, mas deixa em aberto a possibilidade da existência de mais fendas em outros elementos, atendendo às características da estrutura existente [2].

Passados seis anos, em Março de 2005 a mesma entidade realizou uma nova vistoria ao edifício, onde concluiu que para as ações verticais associadas a uma utilização de serviços (escritórios) não estava garantida a segurança da estrutura. Em relação à resistência às ações horizontais o parecer refere que “a resistência de cálculo para as ações sísmicas será da ordem dos 50% do que atualmente é exigido às novas estruturas de betão armado” [2].

As anomalias descritas nos relatórios realizados pela A2P Consult indicavam um estado débil da estrutura, contudo e após as primeiras sondagens e demolições realizadas em obra, verificou-se que os elementos estruturais se encontravam em piores condições que o esperado e não correspondiam aos indicados no projeto de estruturas. Também a localização do edifício e a sua qualidade arquitetónica fundamentam a intervenção de reabilitação e a alteração de uso, novamente para habitação, mas de tipologia diferente da inicial, isto é, os pisos que inicialmente eram compostos por duas frações, foram divididos num maior número de frações.

A degradação da estrutura foi motivada pelo envelhecimento natural, resultante de deficiências de projeto e pela falta de manutenção. A necessidade de reparar e reforçar a estrutura resultou da vontade do dono de obra, do recurso aos incentivos existentes para obras de reabilitação, e acima de tudo, esta intervenção surge como uma ação necessária para habilitar a estrutura a cumprir as suas funções e parâmetros de qualidade iniciais, respondendo às novas exigências de desempenho e de segurança, nomeadamente em relação à ação sísmica. Outro fator relevante foi a alteração do sistema estrutural por necessidade de supressão e inclusão de novos elementos estruturais, nomeadamente a necessidade de incluir no edifício um elevador com as características previstas no regulamento de acessibilidade e mobilidade - Decreto-lei 163/2006 de 8 de Agosto [31].

4.2 Principais condicionalismos da obra e alterações ao projeto

Além das questões gerais que se prendem com a localização dos trabalhos, as condições de acesso, a urgência da intervenção e a durabilidade expectável, foram verificadas as condições da estrutura através da visualização e análise de defeitos visíveis, e a caracterização das propriedades físicas e químicas dos materiais envolvidos [21] após a execução de diversas sondagens e posteriormente através da remoção de todos os elementos que envolviam a estrutura.

A fim de caracterizar da melhor forma possível as características e propriedades dos materiais aplicados [2] realizaram-se ensaios não destrutivos e semi-destrutivos.

Procedeu-se à execução de uma sondagem na cave para verificação da constituição do solo e verificou-se a existência de um lençol de água subterrâneo (Figura 83 e Figura 84).



Figura 83 – Sondagem efetuada ao nível da cave para visualização do solo



Figura 84 – Visualização do nível do lençol de água

Foram efetuados ensaios in-situ, nomeadamente sondagens, realizadas por carotagem e inspeções por remoção dos revestimentos através de martelos elétricos, para verificação da constituição dos pilares (Figura 85), das lajes, das vigas de betão e também das paredes exteriores.

Quando se iniciou o processo de demolição dos tetos e dos revestimentos dos elementos estruturais verificou-se que as vigas e os pilares apresentavam elevados danos. Verificou-se que a constituição do betão dos pilares integrava outros elementos, por exemplo restos de elementos cerâmicos (Figura 86). A armadura existente era diminuta (Figura 87). Verificou-se a existência de agregados de elevada dimensão e falta de recobrimento das armaduras nas vigas (Figura 88), um dos aspetos que agrava o estado de durabilidade de

uma estrutura, uma vez que os agentes agressivos do betão e do aço penetram a partir da superfície do betão [30].



Figura 85 – Sondagem efetuada num pilar da cave onde não se observa a presença de armadura



a)



b)

Figura 86 – Sondagem efetuada em pilares dos pisos superiores: a) existência de outros elementos na constituição do pilar de betão; b) restos de elementos cerâmicos



a)



b)

Figura 87 – Sondagem efetuada nos pilares dos pisos superiores onde se verifica: a) a armadura existente no interior dos pilares; b) a desagregação dos materiais

Para além das questões acima mencionadas as instalações elétricas estavam inseridas nos elementos estruturais, reduzindo muito a seção das vigas e dos pilares, e fragilizando os nós de ligação entre vigas e pilares (Figura 89).



Figura 88 – Sondagem efetuada nas vigas dos pisos superiores onde se verifica: a) a existência de agregados de elevada dimensão; b) a ausência de recobrimento e o estado de corrosão



Figura 89 – Sondagem efetuada nas vigas dos pisos superiores onde se verifica a inclusão de instalação elétrica: a) tubagem e cabos; b) caixas

Outro fator relevante para a resolução do problema estrutural e que agravava o estado em que se encontrava o edifício foi, a verificação da constituição das caixas de elevador. Foram executadas em alvenaria de tijolo (Figura 90). Contrariamente ao que consta no projeto original, os núcleos dos elevadores existentes não eram constituídos por betão, mas sim por paredes de alvenaria de tijolo, havendo paredes construídas com tijolo de 7cm de espessura.



Figura 90 – Sondagem efetuada nas paredes das caixas de elevadores: a) ao nível do piso 0; b) demolição parcial das paredes das caixas de elevadores (vista interior através do núcleo de escadas)

Outras fragilidades estruturais foram surgindo no decorrer dos trabalhos. Por exemplo, na cave verificou-se a existência de uma viga apoiada sobre uma parede de alvenaria de tijolo (Figura 91).



Figura 91 – Sondagem efetuada na parede onde descarregava uma das vigas da cave

No piso 7 o prolongamento dos elementos estruturais foi efetivado com pilares com uma secção mínima para suporte de vigas que tinham uma dimensão considerável.



Figura 92 – Exemplo de um pilar do piso 7, após a remoção das caixas de estore

Esta situação implicou que a demolição das paredes de alvenaria fossem adiadas, porque parte da cobertura deste piso estava apoiada sobre as paredes de alvenaria de tijolo. Outro aspeto que fragilizou a resistência dos pilares foi a diminuição da sua seção na zona superior (zona de ligação à laje de cobertura) para colocação das caixas de estores (Figura 92).

4.2.1 Razões para a alteração da solução estrutural

O projeto de reabilitação de uma estrutura existente, requer uma abordagem e um acompanhamento distintos do projeto de uma estrutura de raiz. Para além das especificidades que cada projeto apresenta, as condicionantes que surgem, nomeadamente, as relativas ao local da realização da obra tornam-no singular.

A falta de regulamentação relativa ao projeto de reforço estrutural reflete-se em dificuldades ao longo do processo de resolução da solução de reforço estrutural. A verificação da segurança de estruturas existentes consiste na construção de um modelo de comportamento estrutural adequado à realidade das preexistências.

Com o conhecimento da constituição da estrutura e das propriedades dos materiais foi possível efetuar a sua modelação. A análise dos dados resultantes da primeira avaliação sísmica do edifício, embora não tenha constituído uma verdadeira surpresa, permitiu verificar a real dimensão da deficiência global de que a estrutura deste edifício padece. Concluiu-se que alguns pilares não têm a capacidade de acompanhar a deformação imposta pelas ações regulamentares, e raros são os pilares capazes de suportar o esforço transversal atuante. Mais concretamente, 16% não suportam deformação e 83% o esforço transversal. As deficiências são especialmente graves a nível do esforço transversal, sendo que a média total dessa insuficiência 31%, surge em vários com pilares a apresentarem deficiências superiores a 80%. Para agravar o problema, os pilares apresentam comportamentos muito diferenciados entre si, não se verificando sequer os critérios de aceitabilidade do método [3]. No âmbito deste estudo concluiu-se que o prolongamento do período de vida útil da estrutura, apenas seria garantido caso se procedesse a uma solução de reforço global.

Com a evolução dos trabalhos de remoção do solo ao nível da cave verificou-se a inexistência de vigas de fundação, diferenças nas cotas de coroamento das sapatas, relativamente às que se encontravam mencionadas nos projetos de licenciamento

anteriores, e a inexistência de sapatas em alguns dos pilares (Figura 93).



Figura 93 - Trabalhos de escavação onde se verificou a inexistência de sapata

Estes foram alguns dos aspetos que determinaram a execução da laje de ensoleiramento recorrendo à execução de microestacas e de paredes periféricas em betão na envolvente da cave, de modo a garantir uma correta ligação da laje de ensoleiramento às vigas do piso 0 a reforçar.

Esta solução surgiu como alternativa à execução de pegões que pela sua dimensão ($0,80 \times 0,80 \times 2,00\text{m}^3$) e pela sua implantação iriam afetar o solo que servia de apoio à estrutura existente (Figura 94).

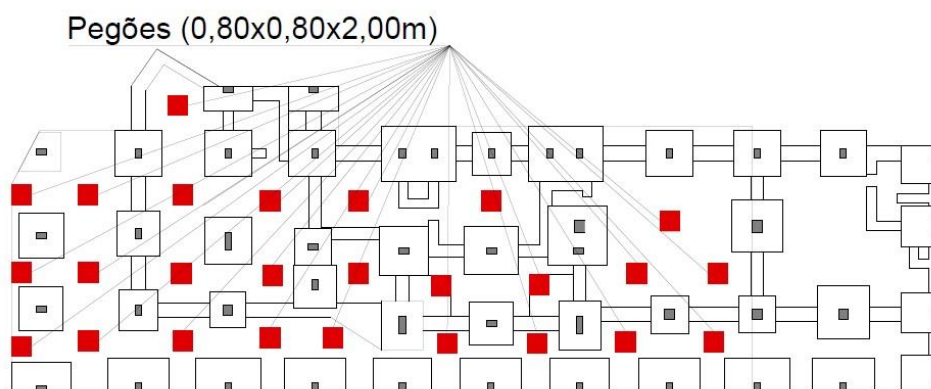


Figura 94 – Localização dos pegões previstos inicialmente no projeto de estrutura

A existência de água na cave, quando da escavação (Figura 95), complicou os trabalhos.

Foi necessário recorrer ao, tratamento do solo antes da betonagem da laje, através de uma solução que garantisse a drenagem da base onde assenta o edifício.



Figura 95 - Trabalhos de escavação na cave com mini escavadora giratória

Devido à aparente fragilidade dos elementos estruturais do nível do piso 7, os trabalhos de demolição avançaram, desde o piso 6 no sentido descende, mantendo os elementos estruturais do piso 7.

A verificação da reduzida capacidade que os pilares e vigas existentes apresentavam, a baixa qualidade do betão, a escassez de armadura (parte dela aparente), implicou o dimensionamento de uma solução estrutural com recurso à execução de paredes de reforço, em betão armado, desde a cave até ao piso 6.

A intervenção baseou-se na introdução de paredes de betão armado formando pórticos estrategicamente distribuídos, assim como a execução de paredes de betão armado nos núcleos de elevadores, agora executados a toda a altura do edifício. Em simultâneo procedeu-se ao reforço de pilares, vigas e lajes, garantindo-se uma melhoria significativa na segurança sísmica.

Com a evolução da intervenção foram surgindo alterações de cariz geométrico. Devido às alterações de cotas de limpo dos pavimentos e da largura das escadas existentes de acesso à cave, por não cumprirem as dimensões mínimas admissíveis, houve a necessidade de as demolir e de executar novas escadas de acesso à cave. Procedeu-se à sua demolição do troço de escadas, existentes do piso 0 ao piso 1, devido à diferença de cotas de limpo, provenientes do nivelamento da cota da laje do piso 0 (Figura 96).

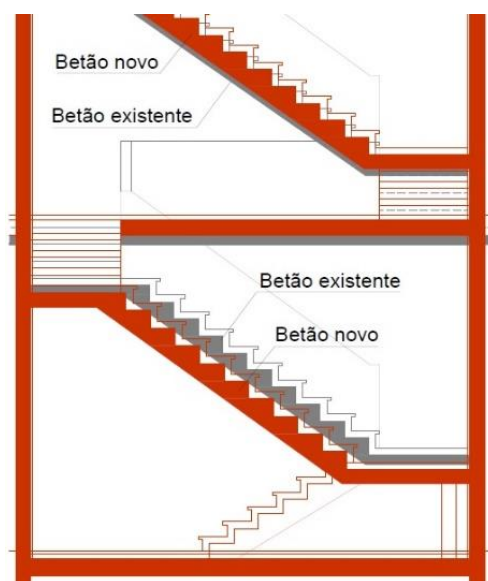


Figura 96 – Nova definição geométrica das escadas centrais

No Piso 0, para além da área afeta à demolição prevista inicialmente para o nivelamento da laje deste piso, verificou-se a necessidade de aumento da área de remoção da laje. A solução arquitetónica pretendida para este nível, implicou o corte da laje, de vigas, em algumas zonas e a execução de nova laje e vigas. Nas outras lajes deste piso manteve-se o reforço previsto em projeto, com um acrescento de 8 cm (Figura 98 a)) uma vez que se manteve a solução de reforço das vigas no teto do piso -1 e no teto do piso 0 (Figura 97) devido à sua dimensão.

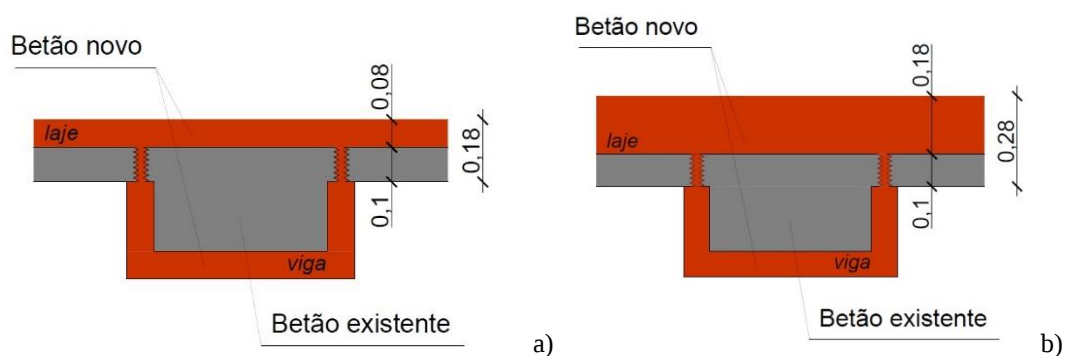


Figura 97 – Solução de reforço de vigas: a) no teto do piso -1; b) no teto do piso 0

Nos restantes pisos optou-se pelo reforço da laje vigada existente com 10cm de altura com uma laje fungiforme maciça com 18cm de altura. A laje existente apenas serviu de cofragem (Figura 98 b)).

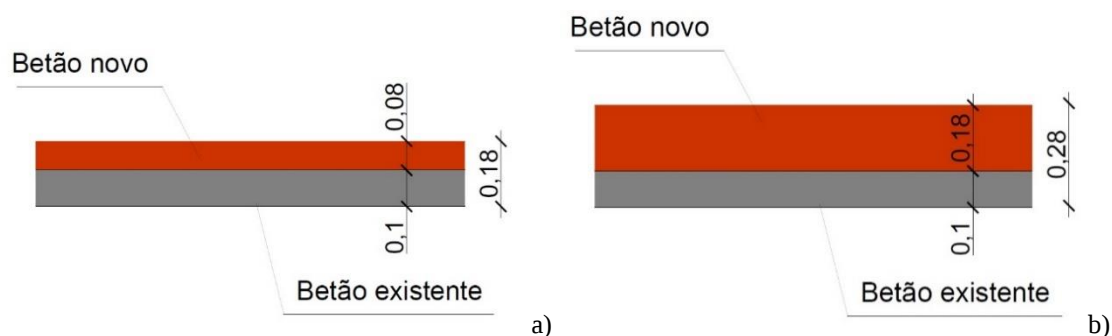


Figura 98 – Solução de reforço da laje: a) no piso 0; b) nos restantes pisos

O facto de se ter verificado, que os núcleos dos elevadores existentes não eram constituídos por betão, implicou cuidados redobrados. Desta verificação resultou a execução de novas vigas, na envolvente das caixas de elevadores na cave e posteriormente a execução de núcleos em betão armado no local dos elevadores existentes.

Também foi definida, em obra, uma solução de reforço para os pilares do piso 0 e dos restantes pisos, em alternativa à solução prevista inicialmente que consistia apenas na execução do reforço em duas das faces dos pilares (Figura 99). Os pilares foram reforçados integralmente nas quatro faces, através da colocação de nova armadura e envolvimento com betão (Figura 100). Nos pilares da fachada, em alternativa ao reforço nas 4 faces, procedeu-se à execução de um pilar novo, contíguo à face do pilar existente no interior da estrutura, para manter a linha de fachada existente, apesar de a sua execução ter implicações na redução de espaço no interior.

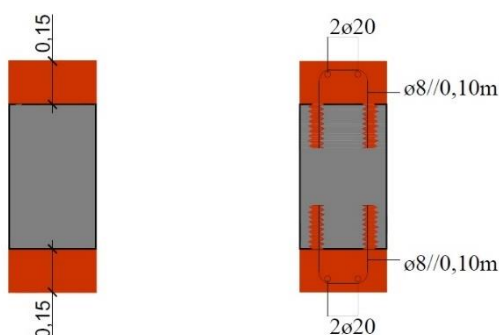


Figura 99 – Solução de reforço de pilares prevista inicialmente

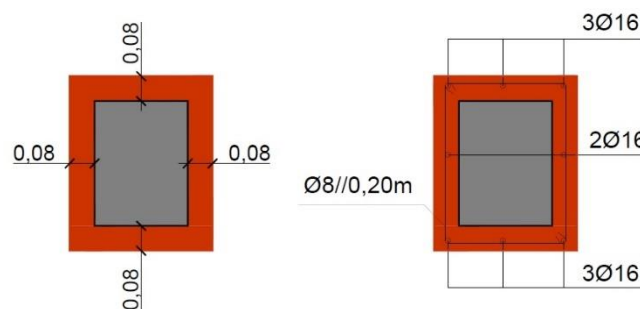


Figura 100 – Solução de reforço realizada por encamisamento

Nos pisos intermédios, do piso 1 ao piso 6, face ao estado das vigas já referido, optou-se pela execução de uma laje fungiforme com 18 cm de espessura, de modo a evitar o reforço de vigas existentes, possibilitando a sua demolição numa fase posterior, para que não condicionassem o pé-direito dos espaços interiores.

No decorrer das soluções de reforço das lajes e das paredes das caixas de elevador optou-se pela demolição parcial dos degraus existentes e execução de reforço das escadas centrais do piso 1 ao piso 7 (Figura 101), interligando o reforço dos degraus à estrutura das caixas de elevador e ao reforço das lajes de piso.

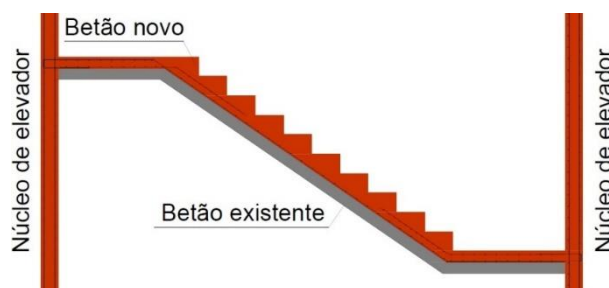


Figura 101 – Solução de reforço das escadas centrais de acesso do piso 1 ao piso 7

No Piso 7 verificavam-se grandes danos pelo fato de terem havido várias intervenções na estrutura. Para além de ter sido constatada a inexistência de alguns pilares, os pilares existentes mantinham uma dimensão diminuta para permitir, por exemplo, a colocação de estores. No piso 7 optou-se por reforçar os pilares existentes e executar novos pilares (Figura 102).

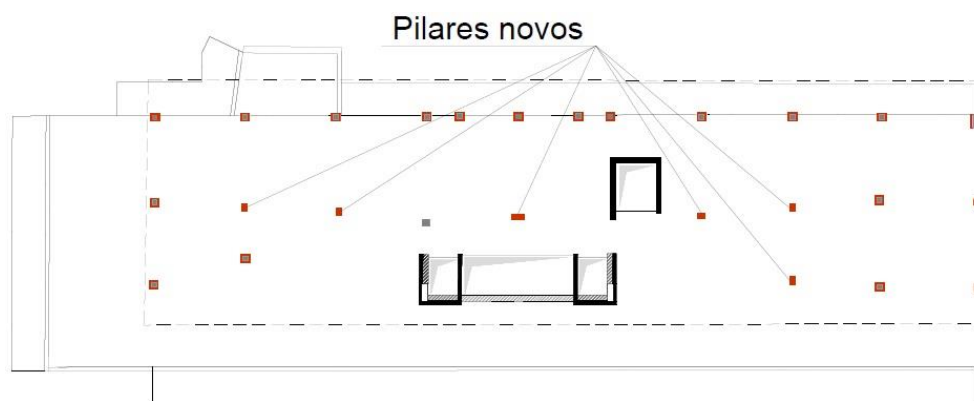


Figura 102 – Solução de pilares novos ao nível do piso 7

No que se refere à cobertura, dada a quantidade de vigas invertidas existentes, optou-se pela sua demolição parcial e integração no reforço da laje (Figura 103).



Figura 103 – Laje de cobertura: a) início da demolição das vigas existentes; b) conclusão da demolição das vigas existentes

Capítulo 5 - Acompanhamento de obra

5.1 Trabalhos Preliminares

5.1.1 Implantação do estaleiro

No dia 24 de Junho começaram os trabalhos de montagem do estaleiro, tendo sido iniciada a ocupação de via pública apenas para instalação de andaime na fachada (Figura 104 [32] e Figura 105 [32]).

A impossibilidade de utilização da via pública para colocação do estaleiro de obra, e o fato do interior do lote não disponibilizar espaço para ocupação de instalações de apoio, nomeadamente, ferramentaria, materiais e equipamentos, obrigou a um planeamento e adaptação em obra da localização das instalações do estaleiro em cada fase da intervenção de reabilitação do edifício.

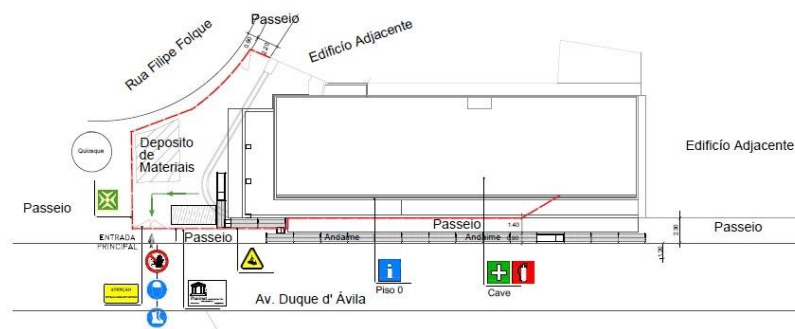


Figura 104 – Planta de Estaleiro - ocupação da via pública

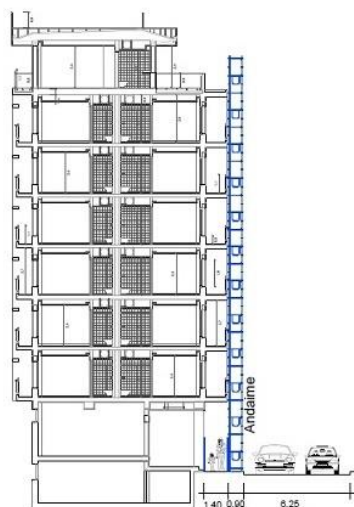


Figura 105 – Corte Transversal com a ocupação da via pública

No que diz respeito aos componentes do estaleiro, foi colocado um tapume metálico para delimitar o espaço do estaleiro (Figura 106 a)) e ao longo de todo o corredor destinado à passagem para peões (Figura 106 b)).



Figura 106 – Tapume: a) vista da Avenida Duque D'Ávila; b) zona de circulação de peões

No andaime da fachada principal do edifício, que dá para a via pública, foi aplicada uma rede de proteção e a lona publicitária da CPAS, para evitar a projeção de materiais e a proliferação de poeiras (Figura 107).

No alçado lateral foi montada uma manga plástica (Figura 108) para garantir o escoamento e o encaminhamento dos resíduos de demolição dos pisos superiores, para o piso térreo.



Figura 107 – Colocação de andaime com rede de proteção e de lona publicitária CPAS



Figura 108 – Manga plástica

Outra condicionante que se manteve ao longo de toda a obra foi a acessibilidade dos equipamentos pesados ao estaleiro, uma vez que as suas movimentações implicaram a presença de serviço de policiamento diário e o agendamento do mesmo com alguma antecipação.

5.1.2 Trabalhos de Escavação/ Demolição

Os trabalhos de escavação, iniciaram-se com medidas de primeira urgência, verificando se foram efetuados os cortes de serviços das redes de água, gás, eletricidade e telecomunicações.

Procedeu-se à remoção dos equipamentos eletromecânicos (Figura 109) ainda existentes no edifício, nomeadamente de elevadores, aparelhos de ar condicionado e equipamentos elétricos.

Iniciaram-se os trabalhos de escoramento provisório da estrutura (Figura 110) a fim de transferir as cargas para outras zonas, até à reconstrução dos apoios, por forma a aligeirar os esforços atuantes nas fundações [33] e na restante estrutura.



Figura 109 – Remoção de equipamentos eletromecânicos

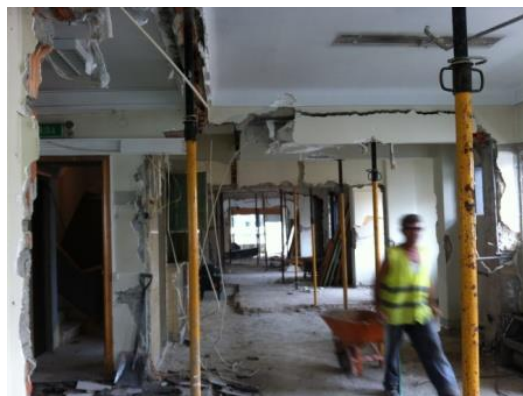


Figura 110 – Escoramento dos pisos

Os elementos não estruturais e os enchimentos e revestimentos foram retirados pela ordem inversa à adotada para a construção, isto é, de cima para baixo, aligeirando as cargas dos pisos, através de demolição manual e semi-mecânica. Foram demolidas as paredes interiores, os revestimentos de tetos e pavimentos e os telhados. Foram retiradas portas, janelas, caixilharia diversa, equipamentos, cabos elétricos, materiais de isolamento, redes de abastecimento e de recolha de águas pluviais.

A remoção de revestimentos e pavimentos, entre outros trabalhos foram efetuados de forma precisa e controlada, para maximizar a reutilização e reciclagem dos materiais removidos. Este tipo de demolição permite verificar quais as estruturas a manter ou a demolir e para preparar a entrada de equipamentos que efetuem a demolição mecânica de outros elementos.

Os trabalhos de demolição iniciaram-se com duas equipas. Uma equipa na cave e outra equipa no último piso do edifício. Para dar início aos trabalhos de escavação e de demolição na cave, foi realizada a demolição parcial da laje da galeria através de martelo elétrico (Figura 111), possibilitando a entrada de uma mini escavadora giratória e de uma mini pá carregadora (Figura 112).



Figura 111 – Demolição da laje da galeria (piso 0)



Figura 112 – Trabalhos de escavação e demolição na cave

Os trabalhos de remoção e demolição parcial da estrutura, elemento a elemento, requereram um grande controlo dos trabalhos, a fim de preservar e garantir a integridade estrutural do edifício.

Por se localizar numa densa zona urbana, os trabalhos de demolição foram executados com ferramentas ligeiras, designadamente, maretas, martelos pneumáticos, manobrados manualmente. Esta operação teve grande incidência de mão-de-obra, uma vez que se trata, de um método tradicional. Na cave, sempre que foi possível, recorreu-se a uma giratória, já considerada um equipamento pesado (Figura 113). Estas operações requerem sempre um trabalho cuidadoso e bem gerido, com o objetivo de minimizar, ou se possível evitar, o impacto destas operações nos edifícios adjacentes e nos espaços públicos.



Figura 113 – Trabalhos de escavação na cave com mini escavadora giratória



Figura 114 – Trabalhos de transportes de resíduos da escavação com mini pá carregadora

A remoção dos escombros para vazadouro autorizado foi realizado à medida que os trabalhos de demolição se foram processando (Figura 114), tendo em atenção alguns aspetos como a sua aglomeração e as possíveis cargas resultantes sobre os elementos de suporte, tendo-se procedido à irrigação dos mesmos, a fim de reduzir a dispersão de pó.

Contudo, todo o processo de reconhecimento da estrutura a demolir e da sua área envolvente, não se pode limitar apenas à fase prévia das atividades. Se o cálculo das estruturas tem conhecido uma evolução rápida em função do progresso dos conhecimentos e dos métodos mais racionais utilizados para melhorar a segurança das obras, o cálculo das estruturas antigas danificadas, ou pouco resistentes, não tem conhecido o mesmo grau de evolução [34].

Esta fase da obra foi difícil e requereu da parte do projetista um trabalho metódico na observação do edifício. Esse trabalho foi essencial na definição dos elementos resistentes verticais, na determinação das cargas dos pavimentos, da altura do edifício, da espessura das paredes e dos tipos de materiais de construção, para calcular as sobrecargas reais nos pisos e para a determinação do fator sísmico, permitindo deste modo avaliar a rigidez do edifício e a sua sensibilidade às deformações [34].

À medida que decorriam os trabalhos, foi-se verificando, em cada momento e mediante o estado real do edifício, a viabilidade de continuar com a demolição em condições de segurança e eficiência e, quando necessário, repensar ou corrigir alguns aspetos relacionadas com os processos de demolição e de reforço a adotar. Foi neste contexto que o projeto de reforço foi sofrendo alterações substanciais, principalmente na opção de manter intacto o último piso (Piso 7). Prosseguiram os trabalhos de demolição no piso 6 e na cave.

Na cave e nos restantes pisos, os trabalhos de demolição permitiram a verificação do posicionamento e da geometria dos elementos estruturais. Após a remoção do reboco dos elementos estruturais verticais e escarificação de pilares (Figura 115) e vigas para facilitar a aderência da solução de reforço, foi feito um levantamento exaustivo, do posicionamento e dimensão dos pilares e vigas existentes. Esta ação permitiu fazer a revisão do projeto de estrutura e do projeto de arquitetura, dado que o levantamento da estrutura realizado em obra era diferente do levantamento estrutural apresentado no projeto inicial.



Figura 115 – Escarificação de pilares do piso 0

Foram realizadas sondagens na cave, através das quais se constatou que a localização das sapatas dos pilares da galeria se encontravam acima da cota do pavimento da cave, e que estavam encobertas por uma parede de alvenaria, que foi demolida para permitir o reforço estrutural das sapatas (Figura 116).



Figura 116 – Sapata do pilar da galeria na cave

Os trabalhos de escavação na cave foram prosseguindo até à cota da face superior das sapatas existentes. Nesta fase verificou-se que a cota de coroamento das sapatas era diversa. Constatou-se a existência de um pilar sem sapata (Figura 117) e a inexistência das vigas de fundação que constavam no projeto de licenciamento. Relativamente às sondagens realizadas aos elementos estruturais horizontais (vigas) é de realçar que alguns desses elementos apresentaram dimensões mais reduzidas que o esperado, uma vez que se encontravam forrados a tijolo (Figura 118).



Figura 117 – Pilar sem sapata



Figura 118 – Viga forrada com tijolo

Em todo este processo, por questões de segurança, os elementos estruturais a demolir foram mantidos, até à conclusão da solução de reforço estrutural.

5.1.3 Intervenção nas fundações

5.1.3.1 Micro estacas

As fundações têm como função a transmissão das cargas da estrutura da construção para o terreno, garantindo a estabilização e reforço de terrenos. Ao serem concebidas devem evitar o assentamento das construções vizinhas, o deslizamento dos terrenos adjacentes e o ataque de substâncias existentes no solo [35].

Para além da execução do ensoleiramento geral, que consistiu em construir uma laje de betão armado ocupando toda a área de construção, sobre as sapatas existentes, optou-se por uma solução de reforço das fundações com recurso a estacas de pequena perfuração, designadas por microestaca, como melhoramento “in situ” do solo [36]. Apesar do tipo de terreno ser compatível com o uso de fundações diretas, mas por se tratar de um reforço de fundações existentes, por se verificar a, inexistência de vigas de fundação e a ausência da sapata de um dos pilares e também a reduzida dimensão das sapatas, conduziu à utilização de microestacas com uma profundidade da ordem dos 2 a 3 metros. Isso possibilitou o atravessamento da camada de entulho e a mobilização de solos com uma resistência dinâmica de ponta mais elevada. A aplicação das microestacas garante o reforço de fundações, controlando o assentamento excessivo. Neste caso específico surge

também como resposta à reabilitação da estrutura existente em termos de resistência ao sismo [36].

Esta solução tornou-se mais aconselhável, sobretudo pela reduzida vibração que as microestacas introduzem no solo, relativamente à solução inicial, que implicava a escavação do solo em torno das sapatas existentes para execução de pegões, o que poderia originar o escorregamento das sapatas e dos pilares, uma vez que promove a descompressão do solo. Também o equipamento ligeiro utilizado na cravação das microestacas, pode ser utilizado nesta cave, uma vez que se tratava de um espaço estreito e com um reduzido pé-direito.

Uma microestaca é uma estaca de pequeno diâmetro (menor que 300mm) com extração de solo, moldada, composta por calda de cimento numa secção de aço como reforço, que resiste em maior proporção à totalidade das cargas, comparativamente com as estacas convencionais. Esta carga é maioritariamente resistida pelo aço e transferida, através da calda de cimento, ao solo circundante através de elevados valores de resistência lateral, ao invés da transmissão da carga por ponta [37].

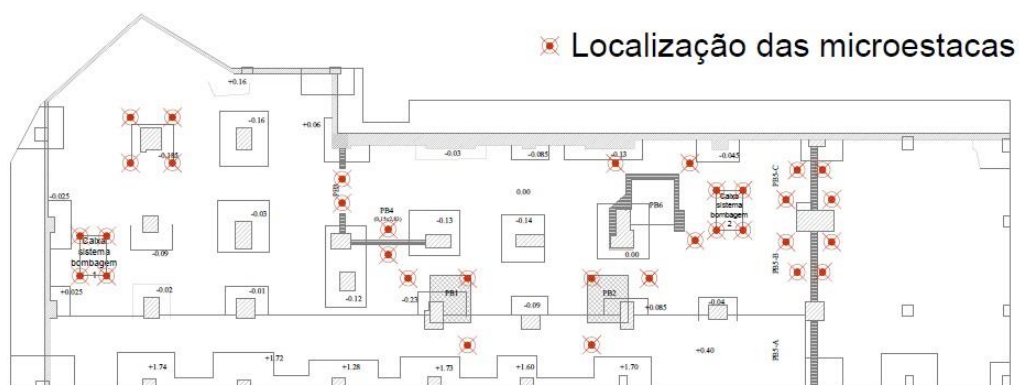


Figura 119 – Planta da cave com a localização das microestacas

A sua execução é antecedida por alguns trabalhos preparatórios, tais como a implantação exata das microestacas (Figura 119 [32]), através da marcação do seu eixo, sinalizando o centro de perfuração nos locais definidos que garantam a maior eficiência. Após a sinalização prepara-se o nivelamento do solo para se obter a plataforma de trabalho e posicionar o equipamento de perfuração. Inicia-se a furação com recurso a um equipamento de pequeno porte com um trado helicoidal (Figura 120), finalizado com a caroteadora.



Figura 120 – Início da furação

A limpeza do fundo do furo é garantida pela furação a trado (Figura 121 a)) através de uma carotadora com a coroa adaptada. A forma helicoidal da coroa (Figura 121 b)) promove a extração do material escavado.



Figura 121 – Limpeza do fundo do furo: a) recurso a carotadora;
b) adaptação da coroa

Os elementos em aço, que compõem a secção da microestaca, têm a função de suportar as cargas e introduzir a rigidez necessária. Neste caso prático optou-se pela colocação de perfis metálicos de seção circular (com diâmetro de 100mm e parede do tubo de 6mm) e varões de aço A500NR com diâmetro de 25mm soldados no topo do perfil, considerada armadura secundária, para servir de ancoragem entre a estaca e a laje de ensoleiramento (Figura 122 [32]).

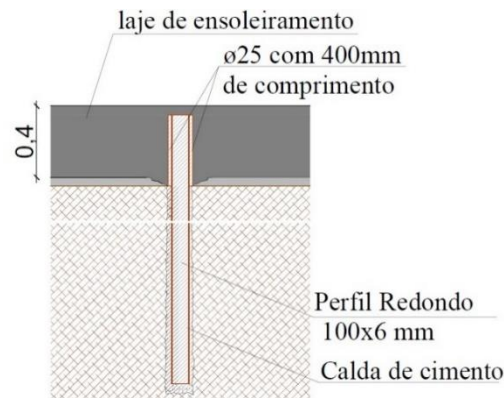


Figura 122 – Pormenor da configuração da microestaca

Concluída a extração do solo, procedeu-se à colocação do perfil metálico. A ligação da cabeça da microestaca à superestrutura (laje de ensoleiramento) foi conseguida através da soldadura de 3 varões de 25mm de diâmetro no topo da estaca que ficaram embebidos no betão da laje C25/30 (Figura 123 e Figura 124). Durante o preenchimento do perfil com a calda de cimento, garante-se o transporte até à superfície de eventuais detritos, depositados ao longo e no fundo do furo. No final da selagem a calda deverá aparecer à superfície com um aspeto limpo e consistente.



Figura 123 – Cabeça da microestaca



Figura 124 – Perfil de microestaca no interior da armadura da laje

A calda de cimento contribui para a capacidade de carga da microestaca, apesar da sua resistência ser conferida essencialmente pelo aço, cabe-lhe a função de transferir as cargas ao solo de fundação. A calda de cimento deverá ainda ter propriedades adequadas de estabilidade, durabilidade e fluidez (Figura 125).



Figura 125 – Aplicação de calda de cimento nas microestacas

A aplicação de microestacas confere uma reduzida perturbação no edifício a reabilitar, no terreno e nos edifícios circundantes, tanto ao nível de vibrações como de ruído. Esta operação foi realizada por um equipamento de furação rotativo e de pequena potência que, pelo seu pequeno porte a par de ausência de vibrações, causam perturbações mínimas nas fundações e nos edifícios vizinhos. Este aspeto é importante, uma vez que o edifício a reforçar está implantado em meio urbano densamente ocupado. Também a dimensão reduzida dos equipamentos utilizados foi uma mais-valia, uma vez que a dimensão da cave era exígua.

5.1.3.2 Poço de bombagem

Conjuntamente com a execução dos furos para as microestacas, que se prolongaram durante algum tempo, iniciaram-se os trabalhos de escavação manual do poço de bombagem da rede drenagem de águas residuais e pluviais, que se tornou num elemento de fundação semi-direta.

Esta solução permitiu que não fossem executados os pegões previstos para o local, e evitar possíveis assentamentos, uma vez que se tratou de um suporte adicional às fundações e um incremento do valor da sua capacidade de carga [34].

Os pegões, tal como as estacas, podem funcionar por ponta, por atrito lateral ou pela combinação destes dois efeitos. Caso existam ações horizontais que provoquem trações ao longo da secção transversal do pegão, torna-se indispensável o dimensionamento de armadura resistente [38].

Antes da betonagem do poço de bombagem foi colocado um elétrodo terra (Figura 126). Um elétrodo de Terra é o conjunto de materiais condutores enterrados, em contacto direto

com o solo, ou embebidos em betão em contacto com o solo, destinados a assegurar uma boa ligação elétrica com a terra.

Uma eficaz e segura ligação à terra tem dois objetivos principais. Assegurar que pessoas nas proximidades de instalações ligadas à terra não estejam expostas ao perigo de serem eletrocutadas e providenciar meios para conduzir correntes elétricas para a terra sob condições normais, ou em situações de defeito sem exceder os limites operativos dos equipamentos ou afetar a continuidade de serviço.

Assim, as redes de terra protegem tanto os equipamentos como as pessoas. Para obter uma rede de terra eficaz é fundamental conseguir uma resistência de terra baixa, usando condutores com uma secção adequada para transportar a corrente esperada. Além disso devem possuir uma boa resistência à corrosão para proteção dos agentes químicos existentes no solo durante a vida útil da instalação [39].



Figura 126 – Rede de terras no poço de bombagem

Prosseguiu-se com a colocação das microestacas, o encaminhamento dos geodrenos e da armadura num dos poços de bombagem e à sua betonagem (Figura 127 e Figura 128).



Figura 127 – Execução da microestaca no poço de bombagem



Figura 128 – Betonagem o poço de bombagem

Uma das dificuldades da execução dos trabalhos, prendeu-se com a dificuldade colocação betão e de outros materiais. Na cave e posteriormente nos pisos foi necessário recorrer ao sistema de bombagem do betão com recurso a equipamentos de bombagem (Figura 129), ocupando a via pública.

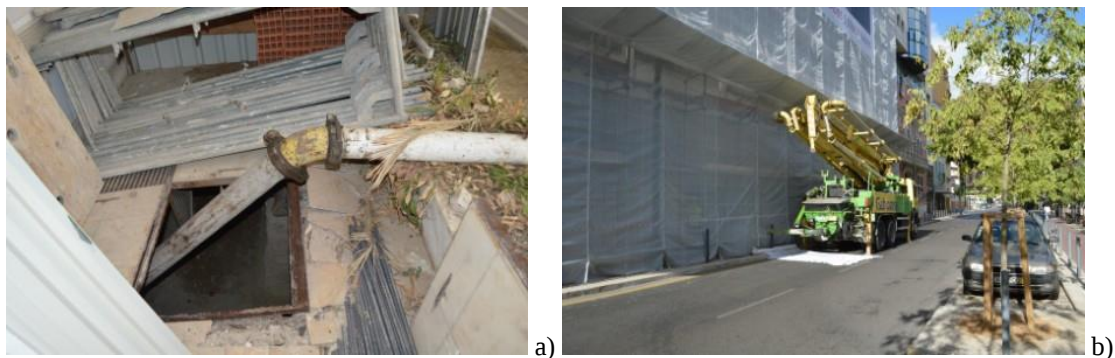


Figura 129 – Ponto de entrada: a) da manga de transporte do betão para cave;
b) equipamento de bombagem

Quando da execução do 2º poço de bombagem, dada a proximidade a elementos estruturais existentes, optou-se por fazer a betonagem da laje de ensoleiramento deixando as armaduras de espera e uma abertura na laje para posterior execução do poço, de modo a não colocar em causa a consolidação da estrutura (Figura 130).

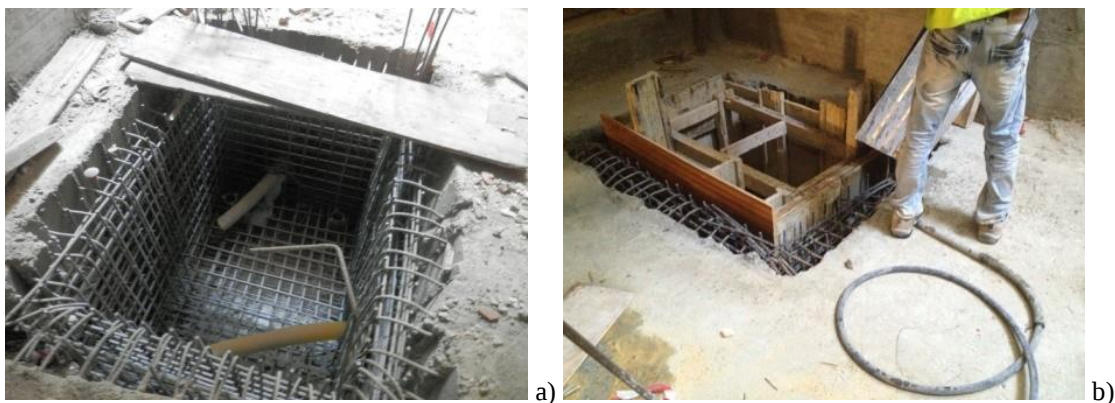


Figura 130 – Poço de bombagem: a) execução da armadura;
b) conclusão da cofragem e início da betonagem

5.1.3.3 Drenagem da laje do piso térreo

Uma correta impermeabilização é extremamente importante para conservação de uma estrutura de betão. A impermeabilização pode definir-se como uma barreira estanque concebida para evitar a entrada ou a saída de água de várias zonas de um elemento construtivo, contribuindo desta forma para a longevidade do mesmo.

A impermeabilização, como medida preventiva, revela-se um fator de extrema importância, devendo ser acompanhada de um sistema de drenagem, que mantenha a circulação das águas e as encaminhe para o respetivo depósito, evitando a sua estagnação junto da estrutura enterrada.

Um dos métodos de rebaixamento do nível freático, realizado por bombagem, requer a utilização de poços para captação de águas, equipados com bombas. Nesta obra, sob a laje de ensoleiramento geral, foram colocados geodrenos envolvidos em brita (Figura 131 [32]). A dimensão dos agregados é tanto maior, quanto mais perto da parte drenante do dreno de brita de granulometria diversa, para facilitar uma rápida evacuação da água existente no solo, e daí para o coletor municipal. O tubo drenante e a brita são colocados depois do geotêxtil que não dever estar sujo, rasgado ou perfurado (Figura 132 [32] e Figura 133).

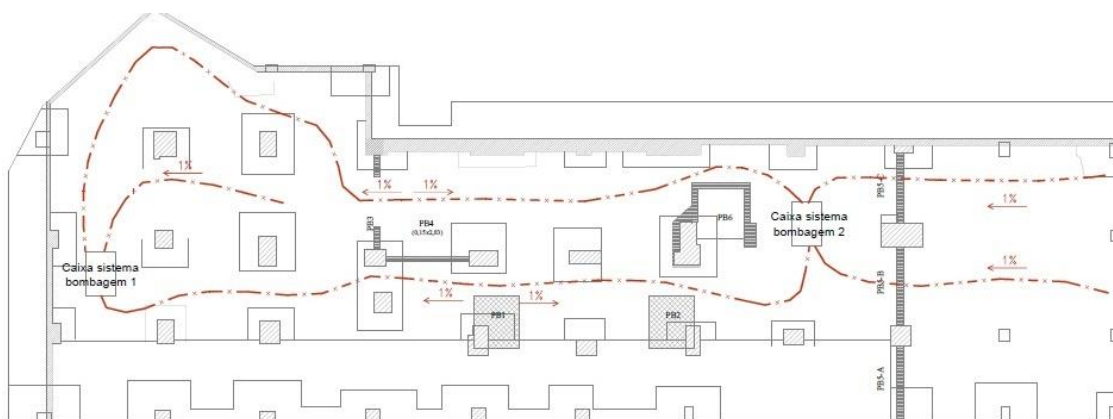


Figura 131 – Localização dos geodrenos em planta

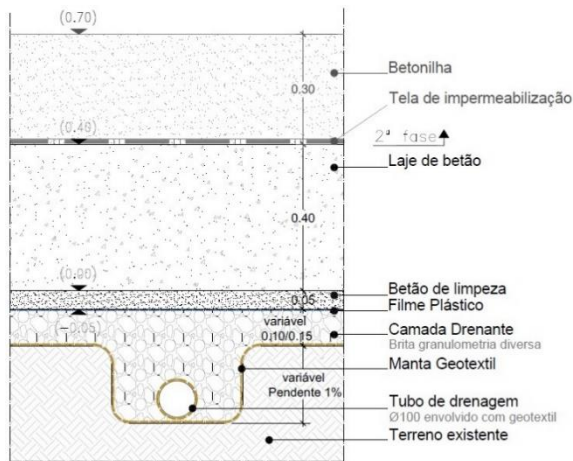


Figura 132 – Pormenor tipo da vala com o dreno



Figura 133 – Colocação de brita sobre o dreno

5.1.3.4 Laje de ensoleiramento geral

Um ensoleiramento é essencialmente uma fundação superficial muito extensa que permite a distribuição de tensões no solo, garante uma maior uniformização dos assentamentos, tornando o ensoleiramento geral a solução mais adequada para minimizar os assentamentos diferenciais, quando as características do solo sejam tais que obriguem a que as sapatas ocupem mais do que metade da área de implantação do edifício. Em situações onde as cargas provenientes dos pilares tem valores diferentes surgem assentamentos diferenciais na fundação, aos quais o ensoleiramento tem capacidade de resposta [40].

O projeto de reabilitação das fundações deste edifício estabelecia que, a laje de fundo constituísse apoio para as paredes periféricas e que funcionasse como ensoleiramento geral, diretamente apoiado no terreno. Neste caso o nível freático, apesar de situado a uma profundidade reduzida, possibilitou a construção do ensoleiramento geral, complementada com estacas de modo a mobilizar o atrito lateral suficiente contrariando o efeito de impulsão da água [41].

Sendo o ensoleiramento geral uma estrutura monolítica, constitui uma barreira de impermeabilização por si só, mas que também resiste à impulsão provocada pelo nível freático, devido ao seu peso.

Após a escavação do solo procedeu-se à aplicação do sistema de drenagem anteriormente descrito, realizou-se o espalhamento do betão de limpeza e armou-se a laje (Figura 134).



Figura 134 – Ensoleiramento geral: a) espalhamento do betão de limpeza; b) colocação da armadura na laje e no arranque da parede periféricas

Nos casos em que as faces dos pilares tinham dimensões elevadas foram colocados varões com o comprimento de 10cm, selados através de injeção química. Os varões selados ao pilar ficaram afastados cerca de 20cm (Figura 135).



Figura 135 – Laje de ensoleiramento: a) selagem dos varões aos pilares existentes; b) pormenor da selagem dos varões

A laje foi executada com uma espessura constante de 40cm, estando as armaduras dispostas de forma compatível com as características de deformação da fundação, prevendo-se já a localização das armaduras de arranque das novas paredes de betão armado (Figura 136), incluindo as paredes que constituem o núcleo de elevador (Figura 137).

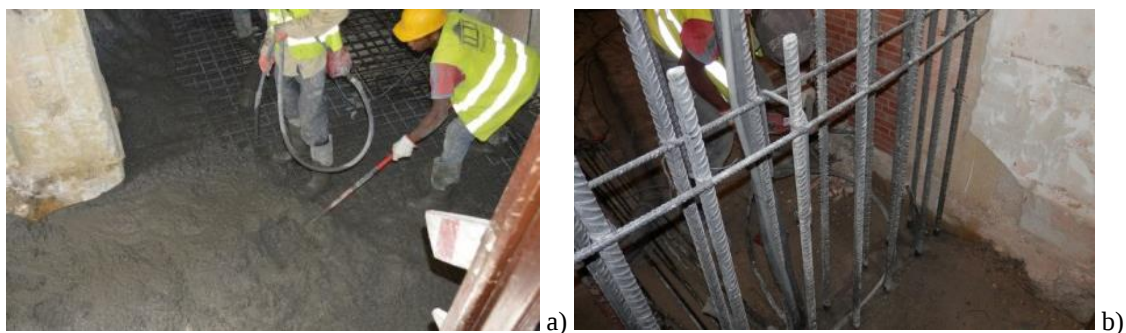


Figura 136 – Laje de ensoleiramento: a) betonagem; b) localização das armaduras de arranque das novas paredes de betão estrutural



Figura 137 – Escavação posterior à betonagem da laje de ensoleiramento para implantação da caixa nova de elevador

Todo este processo de execução obedeceu a um planeamento rigoroso de forma a não por em causa a estabilidade do edifício. Por exemplo, como o poço do elevador estava muito próximo de um pilar, optou-se por betonar primeiro a laje de ensoleiramento e posteriormente fazer a escavação para as paredes do poço de elevador, para evitar o descalçamento da sapata do pilar (Figura 138 [32]). O mesmo aconteceu relativamente a um dos poços de bombagem, o poço 2 identificado na Figura 139 [32], conforme referido no ponto 5.1.3.2.

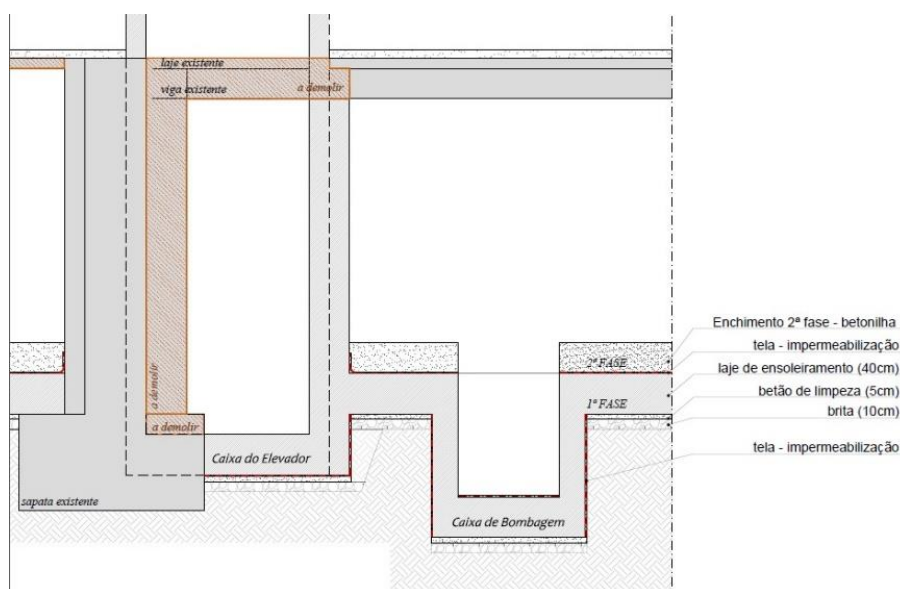


Figura 138 – Corte representativo da proximidade da caixa de elevador à estrutura existente

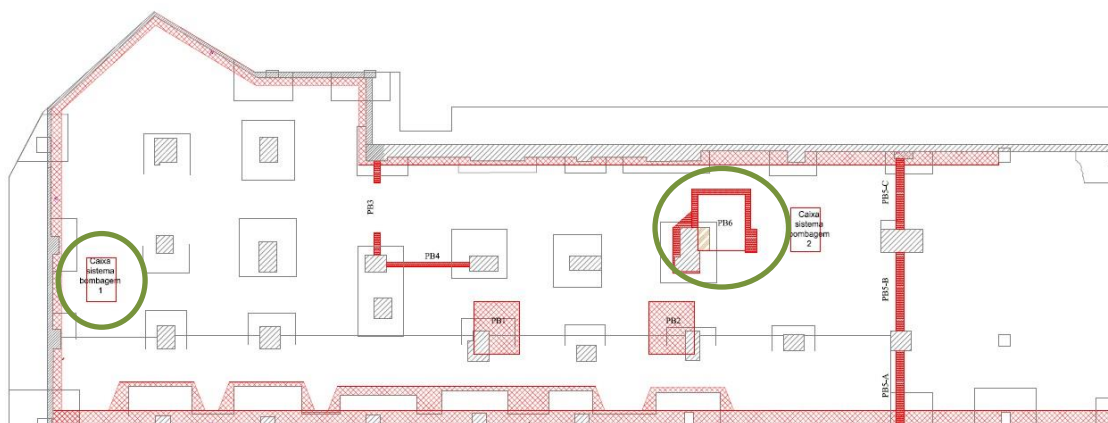


Figura 139 – Planta da cave identificando os elementos executados posteriormente à execução da laje de ensoleiramento

5.2 Intervenção em elementos estruturais da superestrutura

5.2.1 Pilares

Uma das técnicas de reforço mais comuns para melhorar o desempenho de pilares de betão armado é o encamisamento das respetivas secções, com betão armado.

A técnica de encamisamento de secções com betão armado consiste no aumento da secção do elemento a reforçar, através da adição de uma nova camada de betão que envolve a secção existente e na qual se inserem as novas armaduras (Figura 140 [20]). Para além do reforço à flexão e ao esforço transversal, é ainda possível aumentar a resistência à compressão e ductilidade devido ao efeito de confinamento conferido pela nova armadura transversal [13].

Esta foi a solução adotada no presente caso, em praticamente todos os elementos verticais da estrutura, com exceção dos pilares que confinavam com as paredes resistentes.

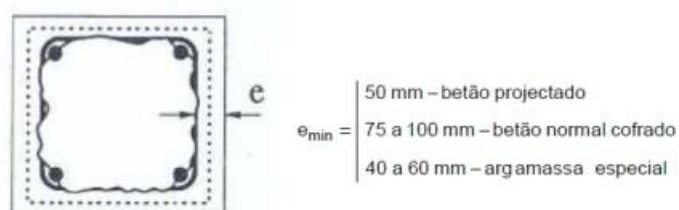


Figura 140 – Valores mínimos da espessura de material a betonar

Para o sucesso deste tipo de intervenção é necessária uma aderência integral entre o betão

existente e o novo betão aplicado, para se assegurar o funcionamento conjunto dos dois materiais. Para garantir essa aderência é vulgarmente aplicado sobre a superfície a reforçar, um primário constituído por exemplo, por uma resina epóxida.

Nesta obra, procedeu-se à escarificação da superfície dos pilares (Figura 141), com recurso a martelos elétricos, solução que é defendida como sendo uma das melhores opções, uma vez que aumenta a rugosidade da superfície e retira a camada de recobrimento de betão “velho”, que normalmente está mais degradada, expondo as armaduras existentes.

Após a conveniente preparação da superfície a tratar, que deverá apresentar uma rugosidade uniforme, sem ser excessiva mas que aumente a superfície em contacto e melhore a aderência, foram colocadas as armaduras adicionais.



Figura 141 – Escarificação de pilares

A resistência à flexão é garantida pela introdução de novas armaduras longitudinais e a resistência à compressão e a ductilidade são igualmente melhoradas tendo em conta o estado de tensão multiaxial a que o betão fica submetido quando vê a sua deformação transversal impedida pela armadura transversal constituída por sucessivas cintas [14].

Nesta obra o betão foi aplicado com recurso ao sistema de bombagem do betão, com auxílio de uma cofragem em madeira tradicional, o que implicou um aumento das dimensões da secção transversal. O maior inconveniente desta solução foi o aumento da seção dos pilares para se obter o reforço necessário, uma vez que teve implicações de natureza arquitetónica e na redução do espaço disponível.

Outra condicionante na aplicação desta solução, foi o tipo de betão a aplicar, que deveria ter agregados de dimensão mais reduzida, pois devido à reduzida espessura do reforço teria que oferecer boas condições de betonagem e o total envolvimento das armaduras de reforço

Para além da vantagem de uma melhor proteção contra à ação do fogo e da corrosão das

armaduras suplementares, esta técnica apresenta como principais vantagens o facto de recorrer a materiais correntes, sendo eficiente e de fácil execução.

Uma vez que se tinha verificado o reforço dos pilares da cave numa empreitada anterior, o reforço destes pilares não foi considerado em projeto, pelo que na execução da laje de ensoleiramento geral não foram deixados os respetivos varões para o seu reforço. No entanto, o resultado das sondagens efetuadas levou à necessidade de reforço dos pilares da cave. Uma vez que o ensoleiramento já tinha sido executado, foi necessário proceder à selagem de armaduras de reforço dos pilares na laje de ensoleiramento (Figura 142).

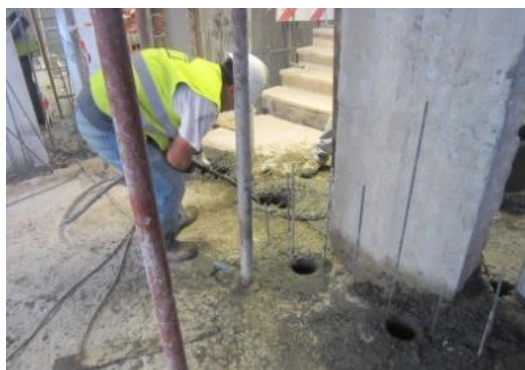


Figura 142 – Selagem de varões para reforço de pilares



Figura 143 – Colocação armaduras pilares R/Chão

Para se proceder à betonagem dos pilares e para dar continuidade à armadura longitudinal procedeu-se ao corte de parte da laje na envolvente dos pilares, mantendo a ligação da viga existente ao pilar. Procedeu-se ao prolongamento dos varões longitudinais entre pisos e foram colocados varões para se concretizar a ligação do pilar à laje (Figura 144).



a)



b)

Figura 144 – Betonagem dos pilares na cave: a) através de aberturas na laje do piso 0; b) atravessamento de armadura para dar continuidade à armadura do pilar e à colocação de armadura para ligação à laje a executar

Confinando o pilar existente com estribos, minimiza-se a ocorrência da rotura melhorando, de forma significativa, a resistência e a ductilidade do betão. O efeito do confinamento depende do diâmetro dos estribos, do seu afastamento, da armadura longitudinal, da qualidade do aço, da forma das secções, e da forma dos estribos. Estas exigências de confinamento adequado foram consideradas com mais rigor nas zonas propícias à formação de rótulas plásticas [20].



Figura 145 – Vista da armadura longitudinal e transversal

5.2.2 Vigas

Dos elementos que constituíam a estrutura, as vigas foram os primeiros onde de forma clara se observaram patologias. O betão utilizado na sua execução era constituído por agregados de elevada dimensão e por ligantes que não apresentavam coesão, sendo possível remover os agregados facilmente. As vigas apresentavam sinais de degradação devido à instalação das infraestruturas da rede elétrica e de telecomunicações. Na execução destes circuitos verificou-se que foram feitos furos nas vigas, nas zonas que comprometiam o bom funcionamento estrutural das vigas.

Ao longo do desenvolvimento do projeto foram apontadas várias soluções para o reforço de vigas. Optou-se, no entanto, por realizar apenas o reforço de vigas do teto da cave e do r/c. As restantes vigas, face ao seu estado de degradação, foram desprezadas no cálculo estrutural. A execução de lajes fungiformes sobre as lajes existentes permitiu a anulação das vigas existentes, não sendo portanto necessário o seu reforço.

Nas vigas a reforçar foi considerada a técnica de reforço por encamisamento das vigas, em todo o seu contorno. A disposição das armaduras foi realizada de modo a garantir o

reforço de vigas quer à flexão, quer ao esforço transverso (Figura 146 [42]).

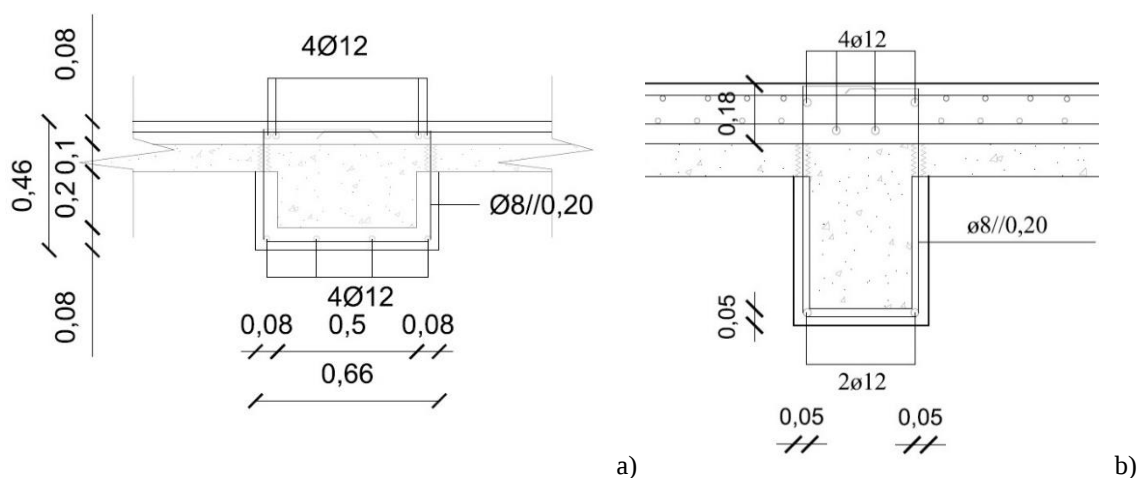


Figura 146 – Solução de reforço de vigas: a) no teto do piso -1; b) no teto do piso 0

Esta solução é mais complexa porque implica a intervenção na parte superior e inferior da viga. Neste caso, como a laje também precisava de reforço, não se tornou um grande inconveniente.

As ligações dos varões longitudinais das vigas, junto aos nós dos pilares, foram realizadas pela selagem dos varões, em furos previamente executados no pilar, com a argamassa especial, designada por grout, uma argamassa monocomponente de retração compensada, à base de cimento, fornecida pronta a aplicar após simples amassadura com água.

Iniciou-se o processo de escarificação de vigas (Figura 147). Para o atravessamento da armadura na laje procedeu-se à marcação e à furação da laje (Figura 148) e armaram-se as vigas (Figura 149).

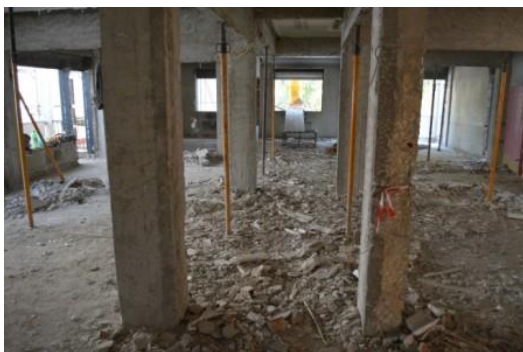


Figura 147 – Escarificação de pilares e vigas



Figura 148 – Furação na laje, para futuro reforço das vigas no piso 0



Figura 149 – Pormenores das armaduras: a) armadura inferior da viga de teto do piso 0 e ligação à nova caixa de elevador; b) armadura inferior de reforço em vigas

A demolição da laje do piso 0, na zona central do edifício, implicou a demolição das alvenarias existentes sobre as vigas V.1.20, V.1.17, V.1.9 e V.1.10 (Figura 151), e a execução de novas vigas, de acordo com o faseamento definido, no esquema apresentado na Figura 150 [32].

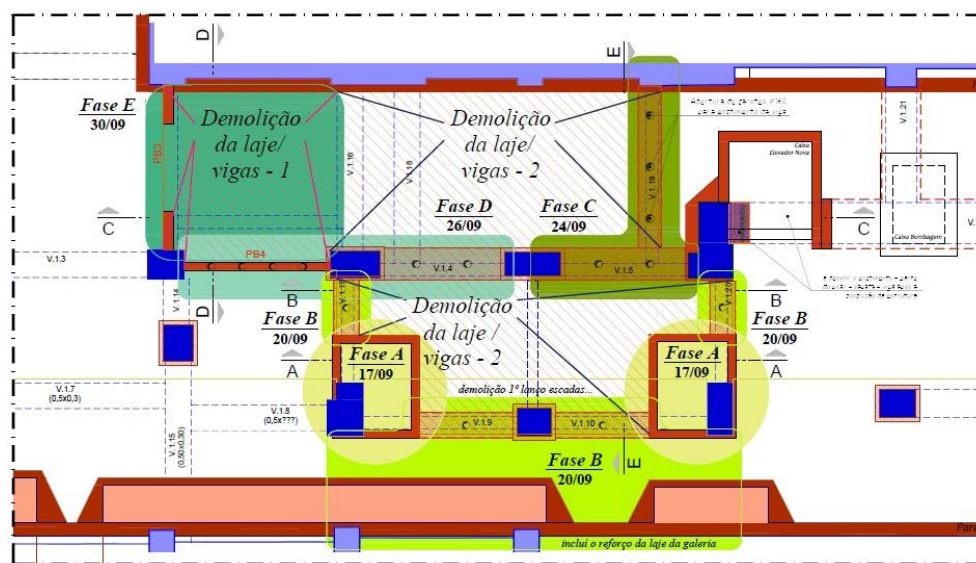


Figura 150 – Esquema do faseamento da demolição da laje do Piso 0



Figura 151 – Demolição: a) de alvenaria sobre a viga V.1.20; b) de alvenaria sobre a viga V.1.10



Figura 152 – Moldagem das vigas V.1.17 e V.1.10 em estaleiro

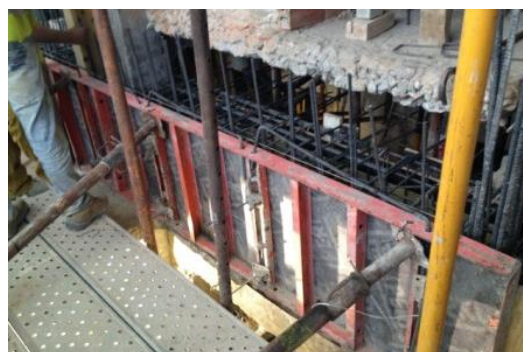


Figura 153 – Cofragem metálica das vigas V.1.9 e V.1.10

Os trabalhos de nivelamento da laje de R/Chão prosseguiram de acordo com o faseamento definido, tendo-se finalizado a execução das armaduras e a execução da cofragem de parte dos elementos que iam suportar a laje ao novo nível, procedendo-se à betonagem das vigas V.1.20, V.1.17, V.1.9, V.1.10 e das paredes PB1 e PB2.

Devido à grande dificuldade de acesso a estes elementos, a betonagem foi efetuada manualmente (a balde).



Figura 154 – Descarga de betão para betonagem “a balde” dos vários elementos



Figura 155 – Betonagem da viga V.1.9



Figura 156 – Armaduras das vigas V.2.17 e V.2.36

Da execução de uma sondagem, verificou-se que a viga V.1.18 apoiava sobre uma parede de alvenaria de tijolo, pelo que se optou pela sua demolição. Esta, entre outras, foram algumas das preocupações que foram surgindo ao longo das demolições.



Figura 157 – Demolição da V.1.18

5.2.3 Lajes

Para além da reduzida espessura das lajes, aproximadamente 10cm, verificou-se que o betão era de fraca qualidade e, em alguns dos casos, era notória a sensação de insegurança ao caminhar sobre a laje. Qualquer carga dinâmica que atuasse num piso fazia vibrar todo o edifício. Após um recorte na laje verificou-se que a armadura utilizada era mínima e que se encontrava num estado de deterioração grave.

Após a conclusão da execução dos elementos estruturais do Piso -1 (cave), foi possível proceder à demolição da laje do Piso 0. A laje na zona central do piso 0 teve que ser demolida (Figura 158 [32]), para que a nova laje a executar ficasse à mesma cota da restante laje existente (Figura 159 [32]), por tal foi necessário por questões de cumprimento do regulamento de acessibilidades, no acesso ao elevador novo.

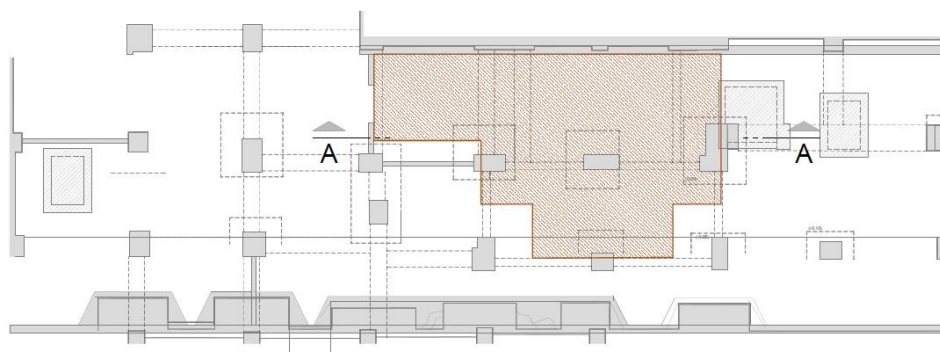


Figura 158 – Planta do piso 0 com identificação da área afeta à demolição

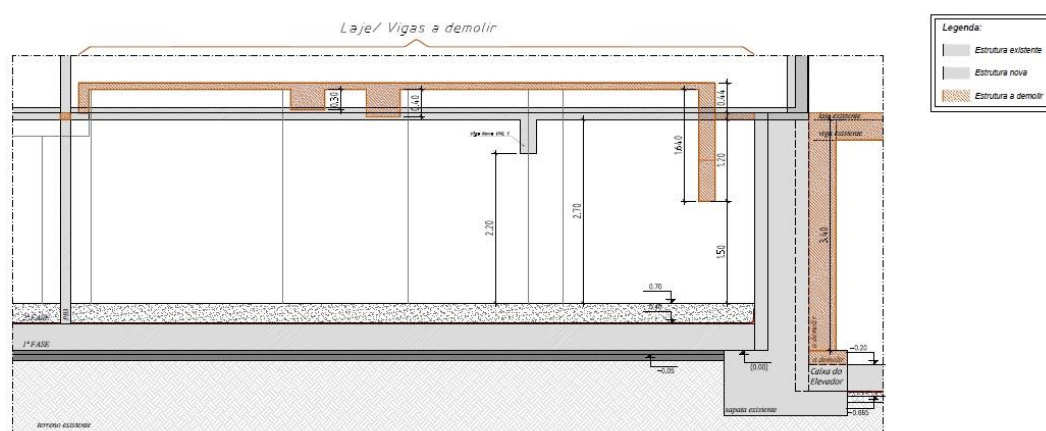


Figura 159 – Corte A com identificação da área afeta à demolição



Figura 160 – Diferença de cotas entre lajes existentes antes da intervenção

Na execução deste trabalho as vigas existentes foram mantidas. De modo a possibilitar a execução da nova laje do Piso 0, as escadas principais do edifício tiveram que ser demolidas do Piso 0 ao Piso 1 (Figura 161). Após a conclusão dos trabalhos de demolição iniciou-se a remoção dos resíduos e os trabalhos para a cofragem da nova laje (Figura 162).



Figura 161 – Demolição: a) das escadas principais; b) da laje do piso 0



Figura 162 – Piso 0: a) laje após a remoção do betão; b) cofragem para execução da nova laje verificando-se as vigas existentes a demolir posteriormente

Depois de terminada a cofragem laje do Piso 0, iniciou-se a colocação das armaduras. A malha superior e a malha inferior são constituídas por uma malha quadrada Ø8//0,20 em aço A500NR (Figura 163 [42]).

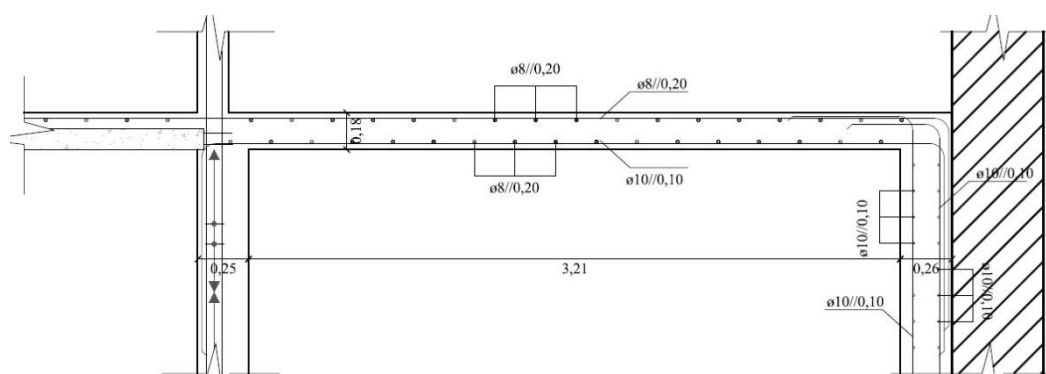


Figura 163 – Pormenor da armadura da laje nova do piso 0



Figura 164 – Laje do piso 0: a) armadura da laje; b) betonagem da laje

Procedeu-se depois à demolição da laje sobre as I.S. da cave (Figura 165 [32]), a fim de aumentar a altura útil da cave, mantendo os mesmos princípios das atividades anteriormente descritas.

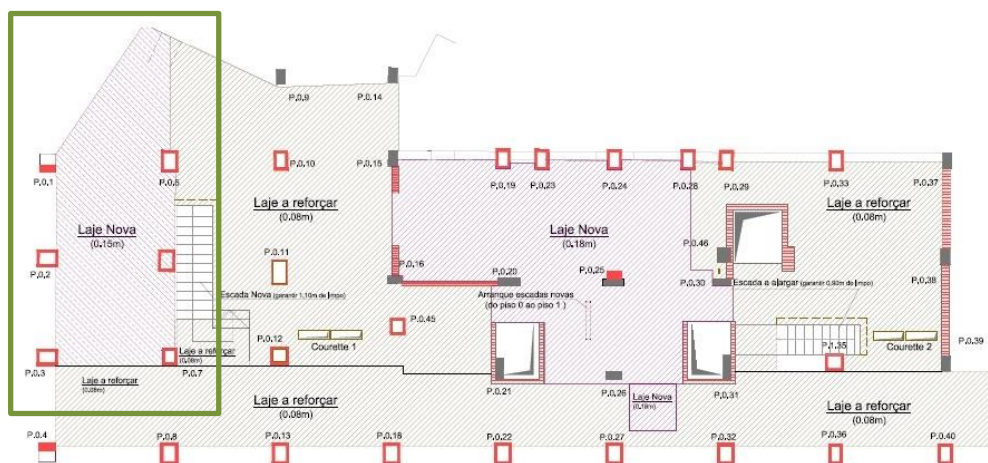


Figura 165 – Planta do Piso com identificação das áreas a demolir e a reforçar



Figura 166 - Laje piso 0 na zona das I.S a) demolição da laje; b) remoção da armadura

Foram definidas novas vigas na envolvente da laje, identificadas por vigas V.1.24, V.1.25

e V.1.26. Foram verificadas as ligações entre os elementos existentes e os novos. Tendo sido deixadas as armaduras de espera para o reforço dos pilares e para o prolongamento da laje do piso (Figura 170 [42]).



Figura 167 – Armadura da Viga V.1.25



Figura 168 – Cofragem da laje do piso 0 à nova cota



a)



b)

Figura 169 – Nova laje do piso 0: a) armadura da nova laje (já sobrelevada); b) betonagem

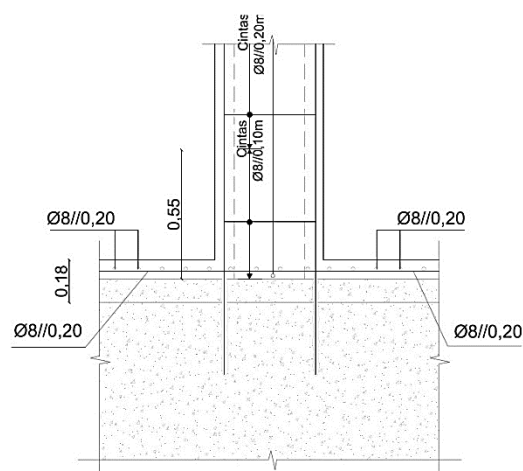


Figura 170 – Detalhe de armadura no nó entre a laje do piso 0 e pilar

Na restante laje do piso 0 manteve-se o reforço definido, que consistiu na colocação de uma malha quadrada Ø8//0,20 de aço A500NR (Figura 171 [42]) e enchimento de 8cm de espessura, com betão da classe C25/30 uma vez que as vigas existentes no teto da cave já tinham sido reforçadas.

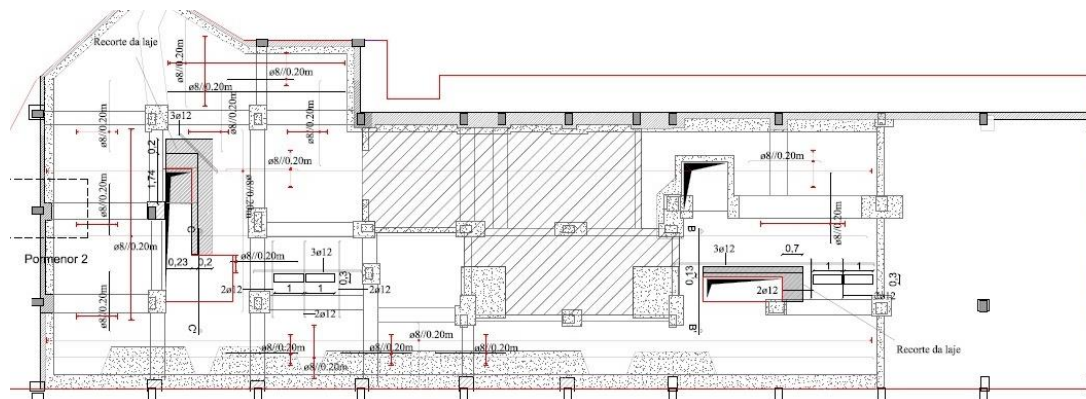


Figura 171 – Armadura Superior da laje do piso 0

Na zona de transição da laje do piso 0 - “zona interior” para a zona da galeria - “zona exterior” havia um desnível de aproximadamente 90cm tendo-se verificado que as lajes descarregavam sobre panos de alvenaria, que por sua vez estavam assentes em vigas de betão armado (Figura 172 [42], Figura 173 e Figura 1740 [42]).

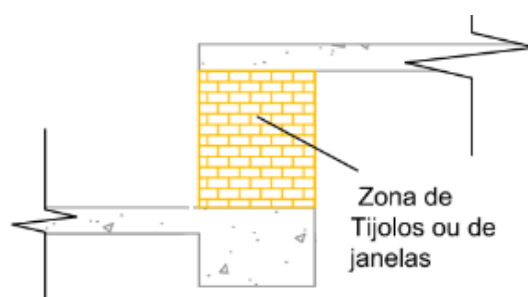


Figura 172 – Desnível verificado nas lajes do piso 0



Figura 173 – Armação de reforço de laje do piso 0 na zona da galeria (2ª fase) e armação da viga

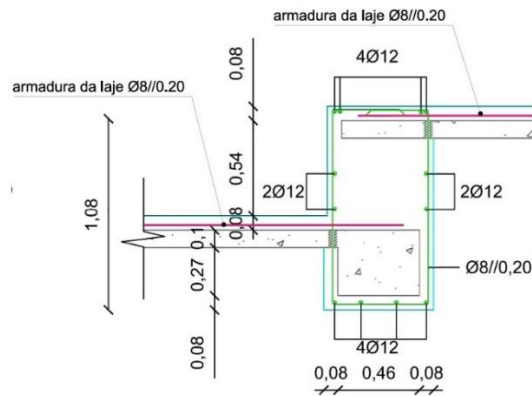


Figura 174 – Pormenor da armadura na transição de entre a laje do piso 0 e a laje da galeria

No pavimento do piso 1 ao piso 7 o reforço da laje foi realizado através da colocação de armaduras nas nervuras da laje fungiforme (Figura 175 [42]).

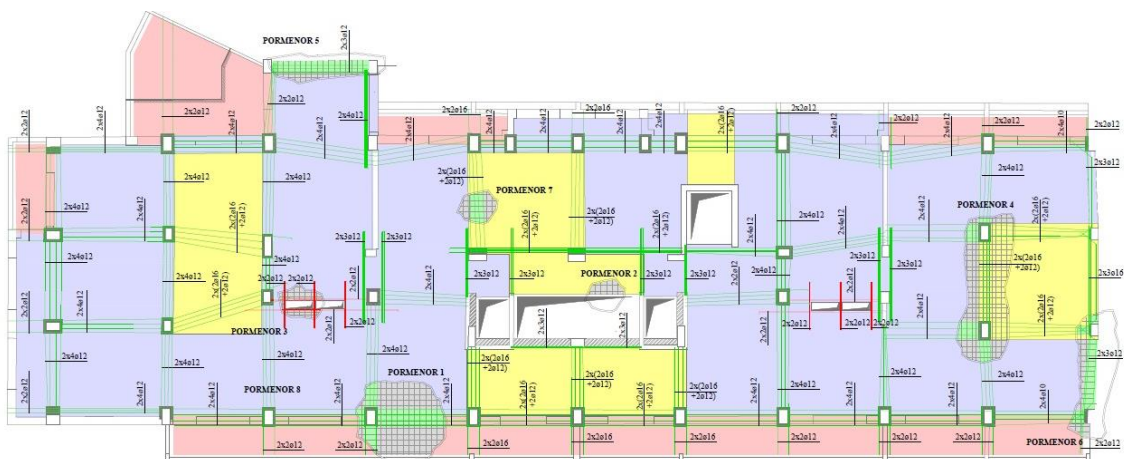
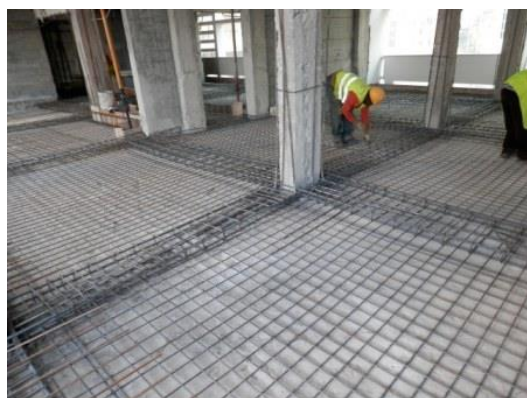
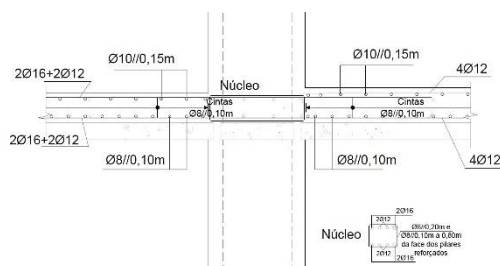


Figura 175 – Laje fungiforme no piso tipo

No pavimento do piso 1, manteve-se o reforço de vigas do teto do piso 0, uma vez que as vigas existentes tinham uma dimensão considerável e eram elementos fundamentais da estrutura a manter (Figura 176 [42]). Nos restantes pisos a solução de armar as nervuras da laje fungiforme não teve em consideração, sob o ponto de vista estrutural, vigas de teto existentes. Houve, portanto, a possibilidade da sua eliminação, após a conclusão da estrutura de reforço, para benefício arquitetónico do espaço, conforme referido no ponto 5.2.2.



a)



b)

Figura 176 – Laje fungiforme no piso 1: a) armadura das nervuras;
b) pormenorização da armadura das nervuras

Na zona limite da intervenção, junto dos edifícios contíguos, houve necessidade de demolir um troço da parede de alvenaria existente, entre os pilares, para execução de uma viga invertida (Figura 177 [32], Figura 178 [32] e Figura 179).

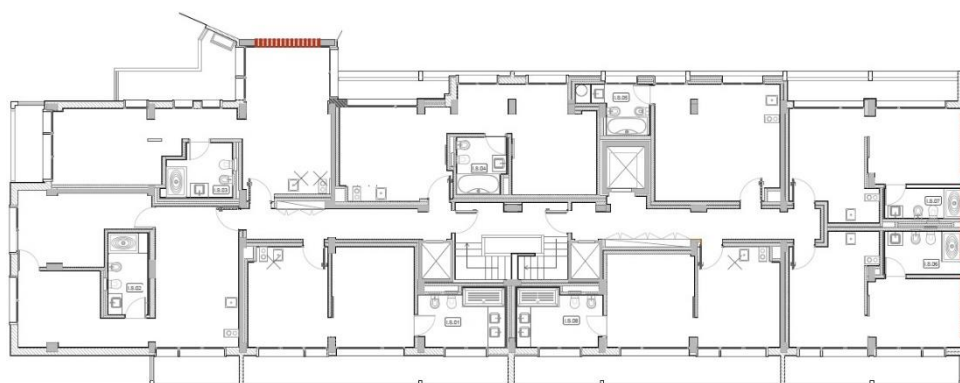


Figura 177 – Planta do piso 1 identificando o reforço junto dos edifícios contíguos

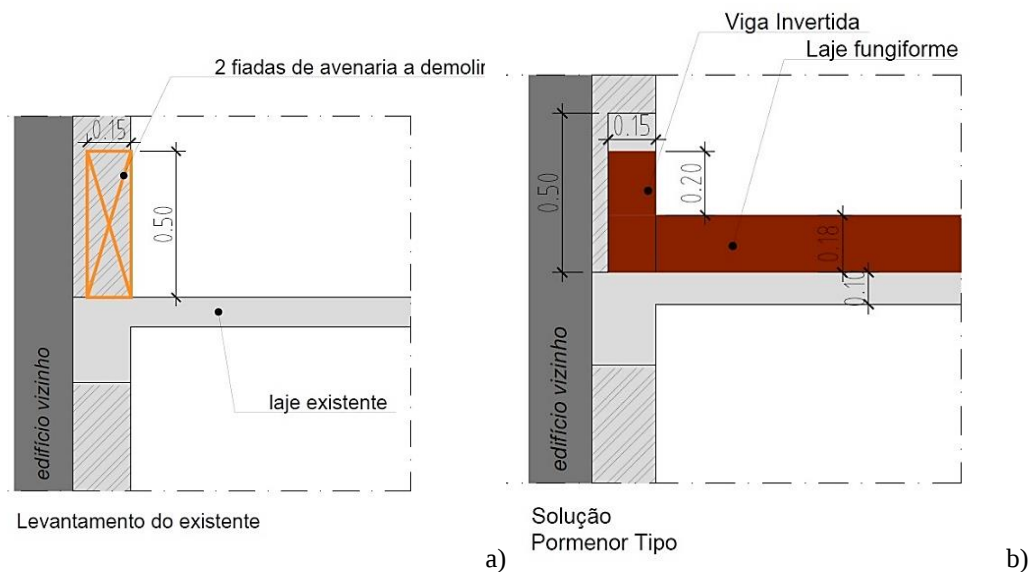


Figura 178 – Laje do piso tipo: a) levantamento da situação junto aos edifícios contíguos; b) o pormenor tipo com a solução de reforço



Figura 179 – Armadura da nervura da laje no limite do edifício – piso 1



Figura 180 – Transição de cota entre o interior e o exterior (varanda) – piso 1



Figura 181 – Selagem de varões estrategicamente localizados para efetuar a ligação entre a laje existente e a nova laje – piso 1



Figura 182 – Armadura do pilar prevendo a ligação às nervuras da laje – piso 1



Figura 183 – Armação de nervuras da laje fungiforme junto de um pilar – piso 1



a)



b)

Figura 184 - Laje do piso 1: a) betonagem; b) recurso a equipamento de bombagem do betão

5.2.4 Escadas

Após a execução do rebaixo, na zona central da laje do piso 0, para além da necessidade de demolir as escadas para permitir a colocação das armaduras da laje e a sua betonagem, foi necessário redesenhar as escadas, uma vez que teriam que vencer maior desnível. Deste modo procedeu-se à execução de um novo troço de escadas entre os pisos 0 e 1.



a)



b)

Figura 185 – Escadas centrais do piso 0 ao piso 1: a) preparação da cofragem em madeira; b) betonagem

Nos restantes pisos as escadas existentes serviram de cofragem para a solução de reforço das escadas centrais de acesso do piso 1 ao piso 7, interligando o reforço das escadas à estrutura das caixas de elevador e reforço das lajes de piso (Figura 186 [42]), conforme mencionado no capítulo 4.2.

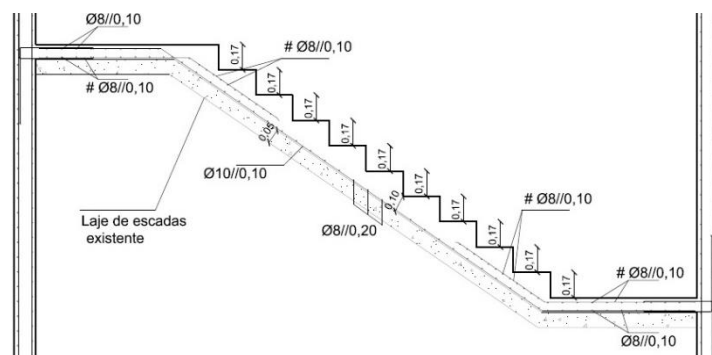


Figura 186 – Detalhe da armadura das escadas centrais do piso 1 ao piso 7

Também as escadas de acesso à cave, quer pela sua dimensão, quer por não estarem adaptadas às novas cotas de tosco, tiveram de ser demolidas e executadas novamente. Assim, para além da compatibilização com as novas cotas e com os novos revestimentos, foi possível efetuar o alargamento dessas escadas para cumprimento do regulamento de acessibilidades.



Figura 187 – Demolição de escadas de acesso à cave

5.3 Elementos estruturais novos

5.3.1 Paredes Resistente

Uma das técnicas mais usadas no reforço global de edifícios com comportamento estrutural deficiente baseia-se na execução de novas paredes de betão armado, adequadamente distribuídas na estrutura (Figura 188 [32]).

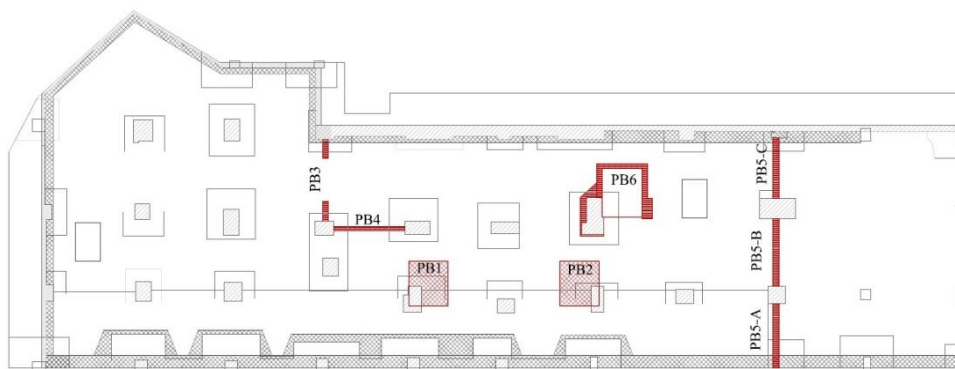


Figura 188 – Localização das paredes resistentes

Estes novos elementos são introduzidos com o objetivo de melhorar o comportamento do edifício, no que respeita à resistência mecânica, rigidez e ductilidade, quando sujeitos a ações horizontais ou a assentamentos diferenciais.

As novas paredes protegem os elementos existentes, controlando a deformação lateral dos pisos. Estas paredes resistentes não só aumentam a rigidez lateral significativamente, como também, normalmente, aliviam os pórticos originais das forças sísmicas. O recurso a paredes resistentes para completar o caminho das forças, pode também corrigir descontinuidades (Figura 189, Figura 190 e Figura 191 [42]). Os novos elementos de parede recebem a maior parte das cargas laterais. Se as paredes têm uma rigidez e resistência adequada para suportar a totalidade das cargas laterais, as debilidades dos pórticos normalmente não conduzem a um comportamento indesejado [20].

Neste caso, dado tratar-se de um edifício com estrutura porticada de betão esta técnica foi aplicada, preenchendo-se totalmente alguns vãos dos pórticos originais. A sua distribuição foi pensada de forma a evitar irregularidades de rigidez e resistência que podem induzir a torção no edifício.

O recurso a esta técnica implicou o reforço das fundações, para resistir a maiores ações sísmicas e peso próprio da estrutura.

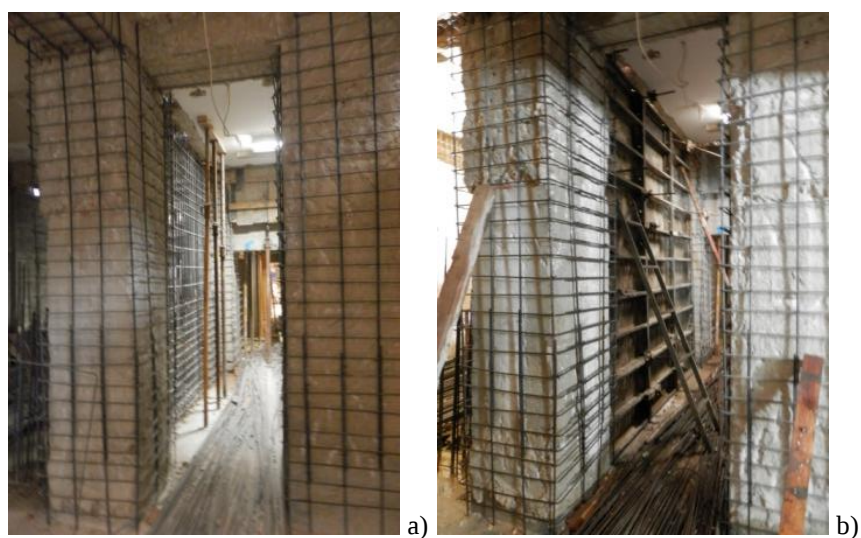


Figura 189 – Parede resistente PB4: a) armadura; b) cofragem metálica



Figura 190 – Parede resistente PB4: a) demolição parcial da laje para atravessamento da armadura; b) atravessamento da armadura

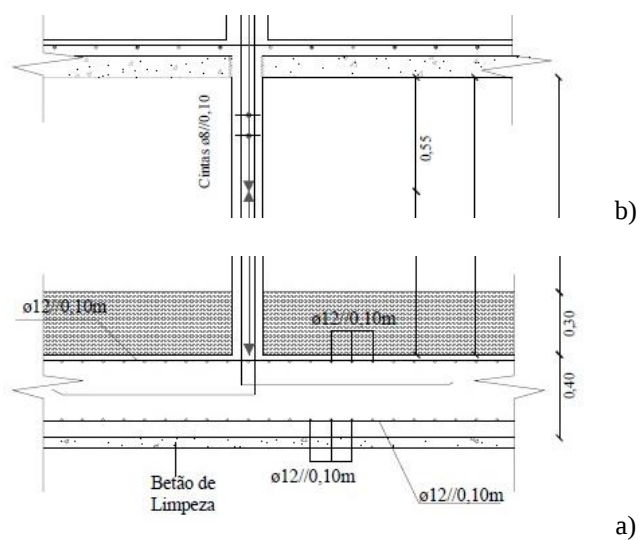


Figura 191 – Detalhe de armadura das paredes resistentes: a) ligação à laje de ensaleiramento; b) atravessamento da armadura ao nível da laje existente

Após a escavação do poço para a execução do fundo caixa de elevador, iniciaram-se os trabalhos de moldagem do aço e a integração de um ponto de drenagem.



Figura 192 – Fosso da nova caixa de elevador, designada de PB6

Para atravessamento da armadura constituinte da parede PB6 procedeu-se à picagem do betão e ao corte de armadura da laje existente.



a)



b)



c)



d)

Figura 193 – Parede resistente PB6: a) demolição parcial da laje; b) e c) execução da armadura da parede; d) cofragem

Como anteriormente se referiu, o projeto original indicava que as caixas de elevadores existentes eram constituídas por paredes de betão mas, na realidade, eram constituídas por paredes de alvenaria de tijolo, algumas com tijolo de 7cm.

A acentuada fragilidade verificada na zona central do edifício implicou, mais uma vez, a alteração da solução de projeto para a execução integral de caixas de elevador em betão armado.

De imediato efetuou-se o levantamento dos elementos estruturais existentes (pilares e vigas) e de elementos não estruturais (paredes de alvenaria de tijolo). Concluiu-se que haviam paredes que teriam de ser demolidas e outras mantidas, conforme a Figura 194 [32] e Figura 195 [32].

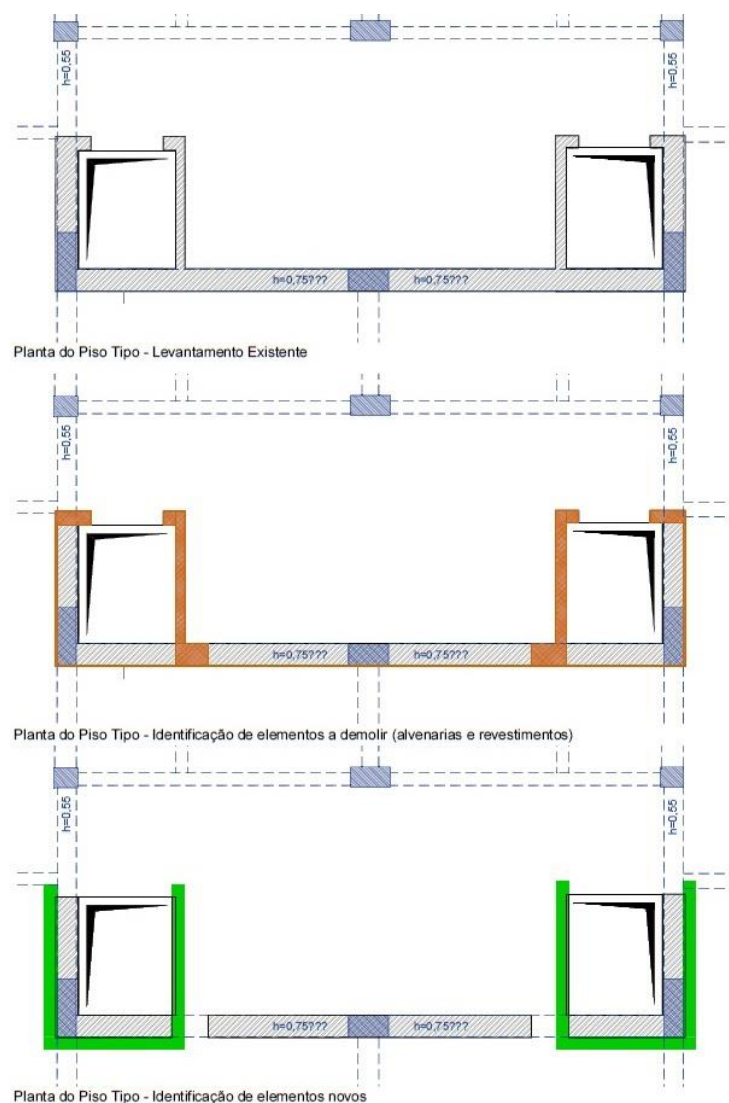


Figura 194 – Levantamento dos elementos existentes, elementos a demolir e elementos novos

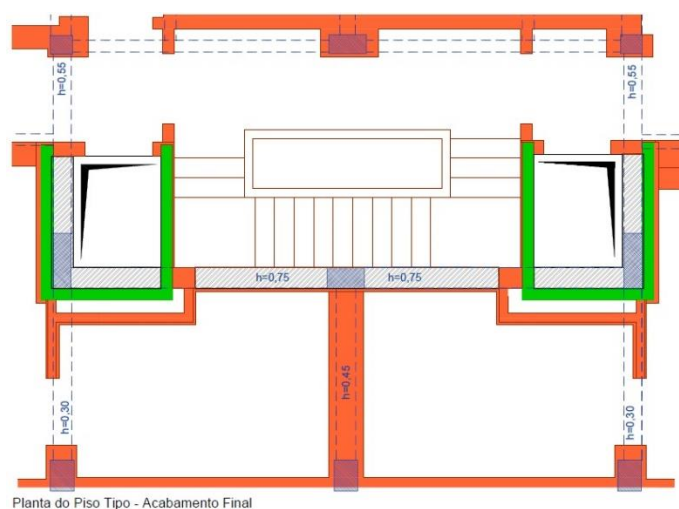


Figura 195 – Intervenção nas paredes PB1 e PB2

O fundo dos elevadores existentes em betão tiveram de ser demolidos uma vez que a sua profundidade não era suficiente para a futura instalação dos elevadores e nem se encontrava nas melhores condições estruturais (Figura 196 [32]). Outra questão importante que levou à necessidade de se avançar com o rebaixamento da cota da laje de fundo dos poços de elevador está relacionado com o rebaixamento da laje do piso 0, na zona central, para a cota de geral do piso, o que comprometeu a altura do poço existente inicialmente.

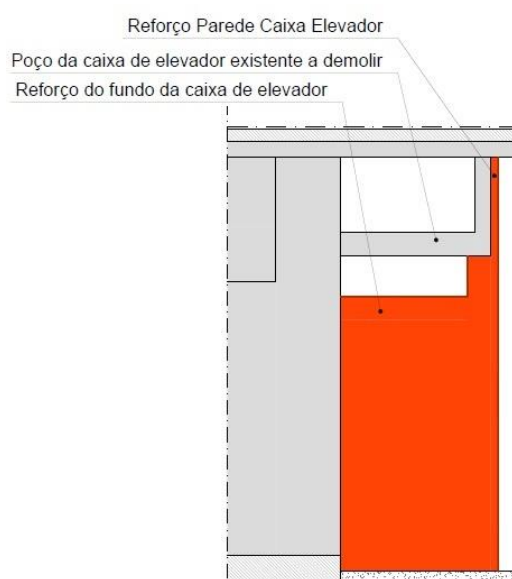


Figura 196 – Corte representativo dos elementos existentes e dos elementos novos



Figura 197 – Demolição do poço existente



Figura 198 – Armadura da sapata/ fundo do poço de elevador



Figura 199 – Betonagem do poço existente



Figura 200 – Descofragem do poço existente

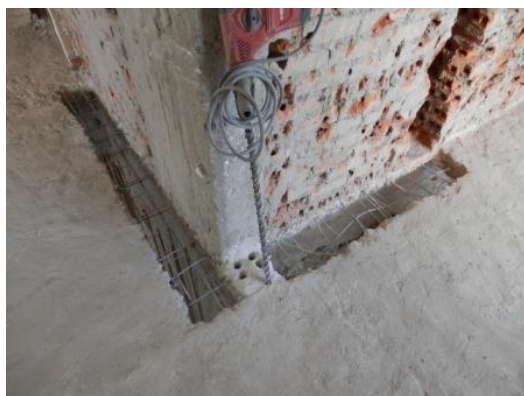


Figura 201 – Demolição parcial da laje para atravessamento da armadura



Figura 202 – Atravessamento da armadura para continuidade da execução da parede e colocação de armadura a integrar a laje de piso

5.3.2 Paredes Periféricas

Conforme mencionado no capítulo 4.2.1, a inexistência de sapatas em alguns dos pilares determinou a execução da laje de ensoleiramento recorrendo à execução de microestacas e das paredes periféricas em betão na envolvente da cave (Figura 203 [32]), de modo a garantir uma correta ligação à laje de ensoleiramento e às vigas do piso 0.

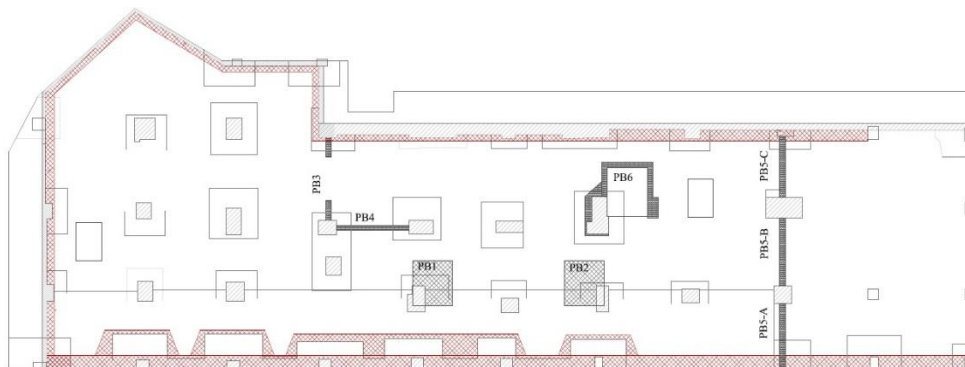


Figura 203 – Localização das paredes periféricas

O fato de se verificar que as sapatas dos pilares da galeria estavam acima da cota da laje de ensoleiramento (Figura 204 [32]), conforme sondagens realizadas na estrutura da cave e documentadas no capítulo 5.2.1, originou a execução das paredes periféricas de reforço, na zona em causa, com 25 cm de espessura compostas por 2 malhas quadradas $\varnothing 10//0,10\text{m}$ (Aço A500NR) e betão normal C25/30.

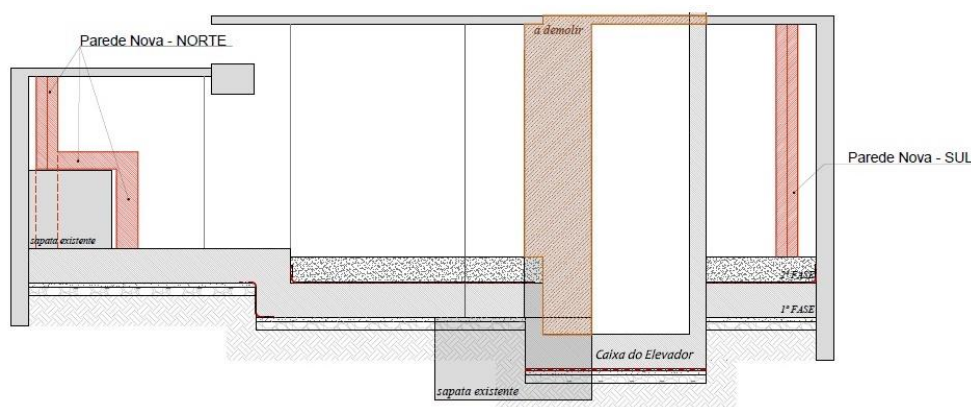


Figura 204 – Corte transversal da cave com a indicação das paredes resistentes a norte e a sul

Sobre as sapatas houve a necessidade de remover troços de rocha para se conseguir manter um plano de nível sobre os muretes que contornam as sapatas. A primeira fase de

betonagem envolveu as sapatas existente (Figura 205 [42]), salientes, seguindo-se a betonagem da restante parede com atravessamento de armaduras na laje do piso 0, integrando a laje da galeria.

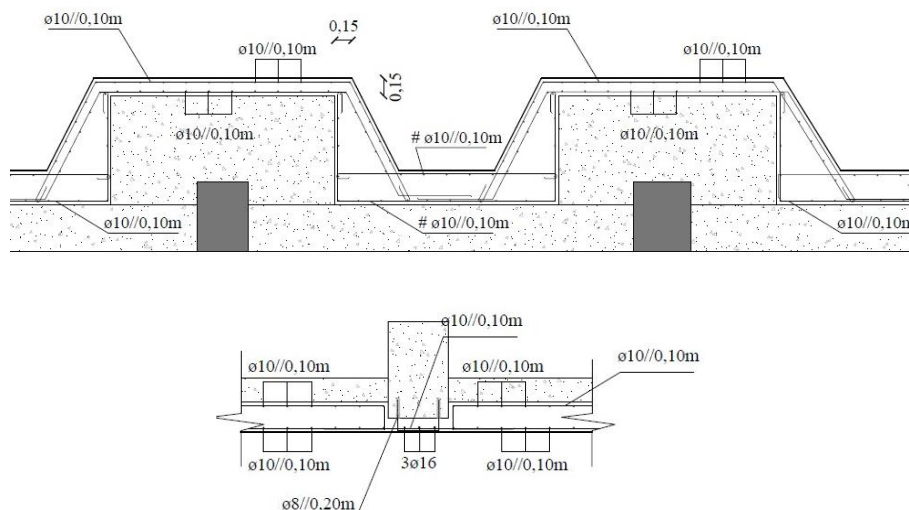


Figura 205 – Detalhe da armadura da parede orientada a Norte: a) envoltória das sapatas existentes; b) ligação da parede aos pilares existentes



Figura 206 – Armadura da parede periférica orientada a norte



Figura 207 – Descofragem da 1ª fase já betonada seguindo-se a cofragem para a 2ª fase de betonagem da parede periférica orientada a norte



Figura 208 – Atravessamento das armaduras que constituem a parede periférica norte, a integrar a laje do piso 0, na zona da galeria.

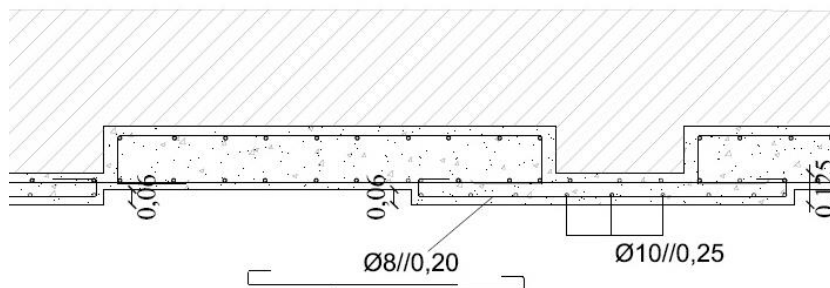


Figura 209 – Detalhe da armadura da parede orientada a Sul

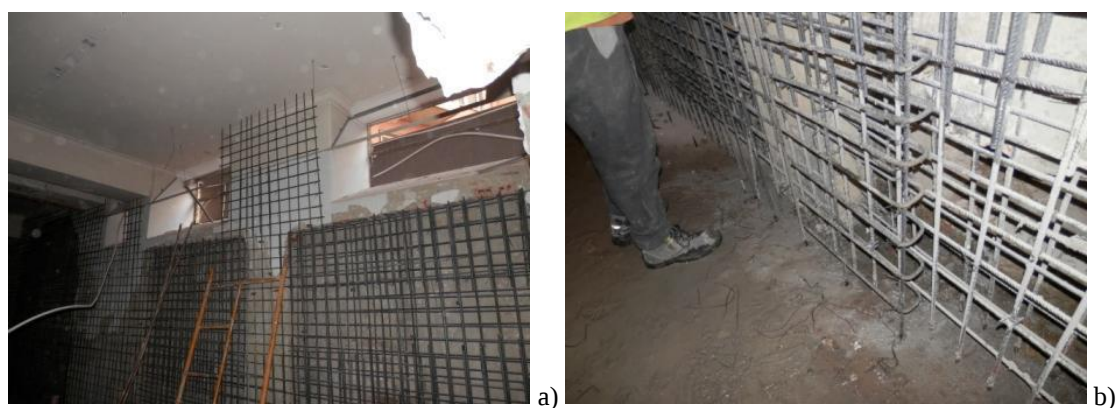


Figura 210 – Parede periférica orientada a sul: a) armadura; b) detalhe da armadura

Nos restantes troços de paredes periféricas executados procedeu-se ao atravessamento da laje dando continuidade à armadura das paredes, integrando-a no reforço da laje do piso 0.

Para a betonagem das paredes periféricas recorreu-se à bombagem do betão. A entrada de betão para os elementos estruturais foi efetuada através de aberturas realizadas por caroteadora na laje do piso 0.



Figura 211 – Betonagem da parede periférica orientada a sul

5.4 Intervenções para melhoria do desempenho térmico e acústico

5.4.1 Melhoria do desempenho térmico

Independentemente do Despacho n.º 11020/2009, que definiu o Método de Cálculo *Simplificado* para a Certificação Energética de Edifícios Existentes no âmbito do RCCTE (decreto-Lei 80/2006, de 4 de Abril), uma das premissas do desenvolvimento deste projeto foi garantir um comportamento térmico com classificação energética A (Figura 212 [43]), garantindo melhores condições de conforto. Foi notável a preocupação com o desempenho térmico da envolvente (paredes, vãos, e coberturas), com a eficiência dos equipamentos de climatização e com a eficiência dos equipamentos domésticos tendo sido aplicados aparelhos com bom rendimento e baixo consumo de energia.

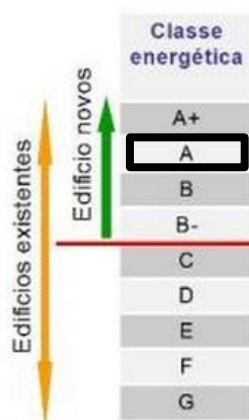


Figura 212 – Escala utilizada na classificação energética de edifício novos e de edifícios antigos

Em virtude da existência de uma exposição solar adequada, optou-se por uma instalação coletiva de coletores solares (Figura 213) na cobertura e com orientação no quadrante sul, acoplados à rede de distribuição, com depósitos de acumulação em cada fração, para aquecimento de águas quentes sanitárias. Em caso de insuficiência de energia solar, a temperatura das AQS será garantida através da resistência elétrica integrada em cada depósito de acumulação. Para maximizar os ganhos, toda a rede de distribuição de águas quentes sanitárias foi isolada isolamento térmico do tipo SH Armaflex, um isolamento à base de material elastomérico que otimiza a performance das instalações de aquecimento de modo a evitar perdas de energia ao longo de todo o seu percurso.



Figura 213 – Instalação de painéis solares na cobertura

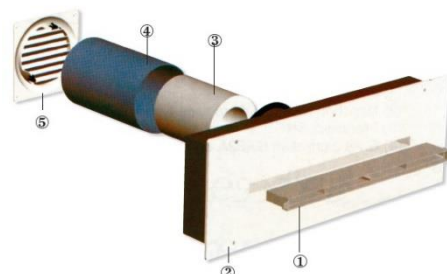
O sistema de ventilação dos apartamentos é caracterizado por um sistema coletivo, sendo a ventilação controlada através de ventiladores de extração contínua (Figura 214) nas instalações sanitárias. As instalações sanitárias estão equipadas com válvulas de extração autorreguláveis dotadas de sensores de presença, acoplados à rede de condutas, o que garante a interligação aos ventiladores instalados na cobertura. A variação de caudal é controlada através da diferença de pressão nas prumadas, causada pela abertura e fecho das válvulas de extração. As mesmas são equipadas com sensores de presença, que nos períodos de não ocupação mantêm uma extração residual e, em caso de presença, efetuam a abertura para o caudal máximo. Também possuem o dispositivo de temporização que permite, de 30 em 30 min, uma extração do caudal médio.



Figura 214 – Válvulas de extração, modelo Alizé Vision com manga acústica flexível

A compensação à extração de ar é realizada diretamente do exterior através de grelhas autorreguláveis (Figura 215), instaladas na fachada em todos os apartamentos, com a finalidade de cumprir as exigências termo higrométricas e da qualidade de ar no interior nas habitações. Houve também a preocupação com o conforto acústico pelo que, as

tubagens de atravessamento de parede, são de poliestireno com as entradas de ar autorreguláveis, minimizando o ruído do exterior.



- ① Adaptação plástica de regulação MPR.
- ② Silenciador STM.
- ③ Adaptação acústica MAC 30 ou 45 (opção).
- ④ Adaptação PVC F 125 mm para selar.
- ⑤ Grelha de fachada F 125 mm tipo GAE 125.

Figura 215 – Pormenor de instalação das tubagens atravessamento de parede (STM 22/30/45)

As cozinhas foram apenas equipadas com exaustores de recirculação de ar (Figura 216), dotados de módulos de retenção de gorduras e odores, em alternativa ao sistema de extração direta para o exterior, devido à falta de espaço.

A operação de recirculação de um exaustor baseia-se no princípio da troca de ar. Em vez de extrair os vapores da cozinha para o exterior, como um sistema de condutas e entrada de ar fresco através da janela, os vapores são filtrados e purificados em recirculação. O ar é constantemente renovado num ciclo contínuo. Um filtro ativo de carbono e um filtro-padrão de carvão são imprescindíveis uma vez que o seu elevado teor de carvão garante a redução dos odores.

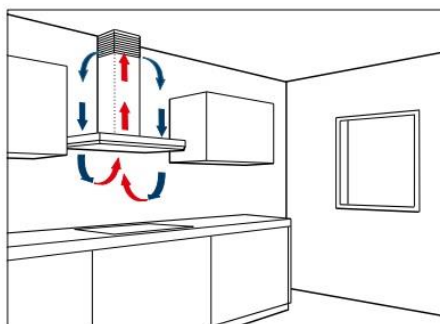


Figura 216 – Esquema de recirculação

A solução adotada para o isolamento da fachada resultou de um sistema composto de isolamento pelo exterior (ETICS) com 60mm de espessura de isolamento, devido à facilidade de execução, uma vez grande parte dos paramentos de alvenaria exteriores existentes se mantiveram.

As novas paredes exteriores foram construídas em alvenaria de tijolo com 0,20m, sendo revestidas com um sistema de isolamento térmico pelo exterior, aplicado sobre um reboco tradicional com 0,02m de espessura, e pelo interior com estuque tradicional com 0,02m de espessura (Figura 217 [32]). Conseguiu-se para as paredes exteriores um coeficiente de transmissão térmica global de $0,40 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ (Figura 218) [44].

O acabamento exterior foi assegurado com a aplicação de um revestimento espesso aquoso, baseado num compolímero sintético, partículas de mármore com granulometria selecionada e pigmentos, conferindo um efeito decorativo granulado mate. Estes sistemas de acabamento possuem funções de proteção e decorativas.

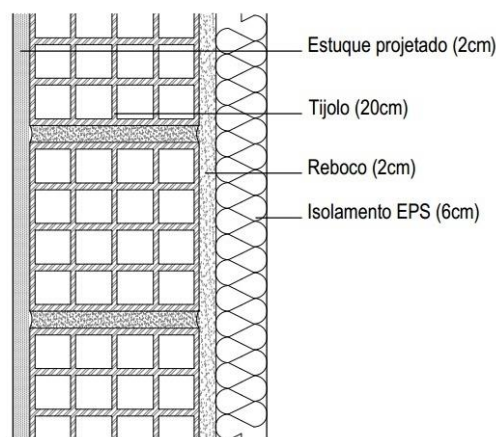


Figura 217 – Constituição das novas de paredes exteriores “novas”

	Espessura [m]	Condutibilidade [W/(m.°C)]	Resistência [(m2.°C)/W]
R_se			0,04
Isolamento Exterior 0,06m	0,06	0,034	1,765
Reboco Tradicional 0,02m	0,02	1,30	0,015
Alvenaria de tijolo furado 0,20m	0,20		0,520
Estuque tradicional 0,02m	0,02	0,40	0,050
R_si			0,13
	0,30		2,52
Resistência Total [(m2.°C)/W]:			2,52
U Total [W/(m2.°C)]:			0,40

Figura 218 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes exteriores

As paredes exteriores existentes que se mantiveram são compostas por um pano duplo de alvenaria de tijolo furado 30x20x15cm³, caixa-de-ar com 1cm e alvenaria de tijolo furado de 30x20x11cm³, pelo interior, rebocada em ambas as faces. Reforçou-se o isolamento térmico destas paredes, com a aplicação de um sistema de isolamento pelo exterior com 60mm de espessura de poliestireno expandido (EPS) (Figura 219 [32]). Estas paredes têm agora um coeficiente de transmissão térmica global de 0,36 W/m².°C (Figura 220).

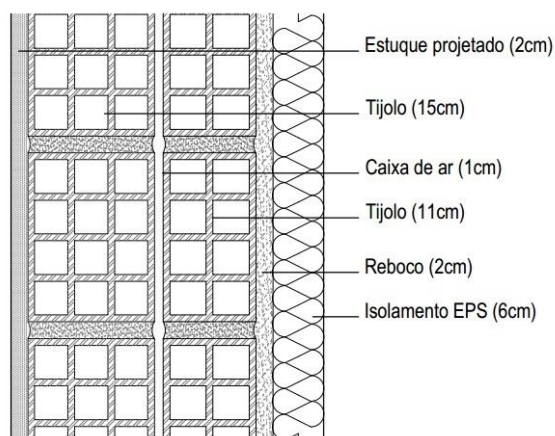


Figura 219 – Esquema da solução adotada nas paredes exteriores já existentes

	Espessura [m]	Condutibilidade [W/(m.°C)]	Resistência [(m2.°C)/W]
R_se			0,04
Isolamento Exterior 0,06m	0,06	0,034	1,765
Reboco Tradicional 0,02m	0,02	1,30	0,015
Alvenaria de tijolo furado 0,11m	0,11		0,270
Caixa de ar	0,01		0,150
Alvenaria de tijolo furado 0,15m	0,15		0,390
Estuque tradicional 0,02m	0,02	0,40	0,050
R_si			0,13
	0,37		2,81

Resistência Total [(m2.°C)/W]: 2,81

U Total [W/(m2.°C)]: 0,36

Figura 220 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes reabilitadas

Conforme está estabelecido no Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação (REH), os coeficientes de transmissão térmica superficiais máximos admissíveis dos elementos exteriores em zonas opacas verticais, na zona climática onde se insere a obra, é de 1,80 W/m².°C. Verifica-se, portanto o cumprimento dos requisitos regulamentares térmicos [44].



Figura 221 – Fases do processo de execução do sistema de isolamento pelo exterior em: a) paredes; b) ombreiras

A Figura 222 [32] esquematiza o remate da caixilharia (de alumínio e com corte térmico) com o sistema de revestimento exterior, simulando a moldura existente antes da intervenção, agora executada em EPS.

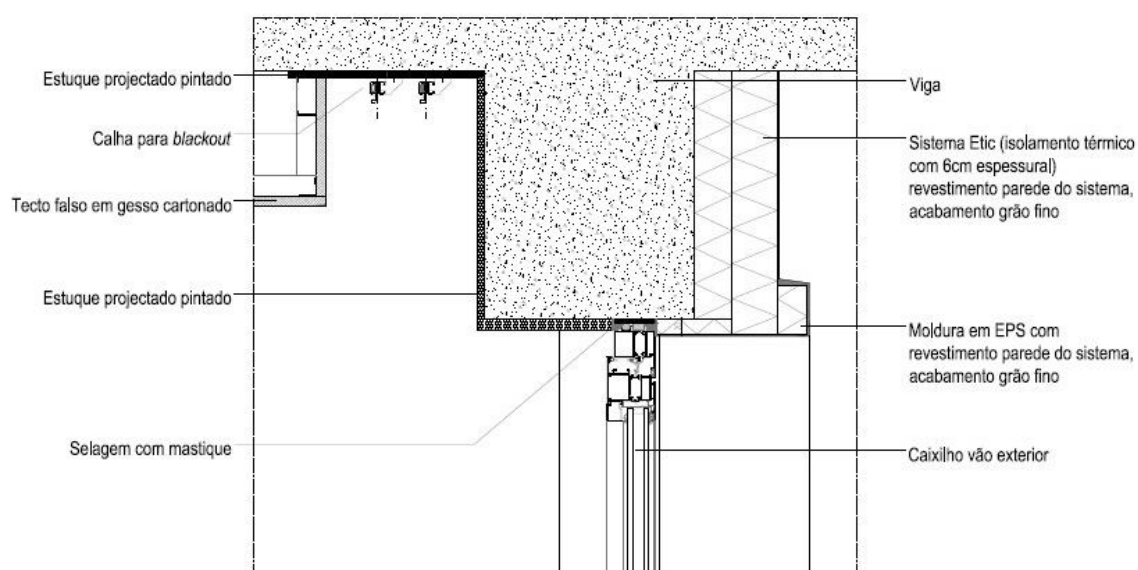


Figura 222 – Pormenor de remate de caixilharia com revestimento exterior



Figura 223 – a) execução do sistema de isolamento pelo exterior, sobre a soleira, com a formação da moldura na envolvente do vão; b) aplicação das molduras em torno das janelas; c) aplicação do barramento; d) revestimento concluído

As paredes divisórias dos apartamentos e das zonas de circulação tiveram exigências fundamentalmente do ponto de vista do seu desempenho acústico. Na Figura 224 [32] é possível visualizar a constituição da parede.

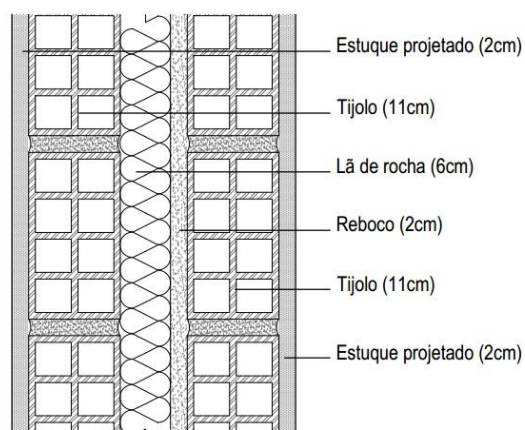


Figura 224 – Pormenor da parede divisória dos apartamentos e das zonas de circulação

Os coeficientes de transmissão térmica superficiais máximos admissíveis de elementos interiores, em zonas opacas verticais na zona climática onde se insere a obra, é de $2 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$, verificando-se o cumprimento dos requisitos térmicos, uma vez que o valor obtido corresponde a $0,41 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ (Figura 225) [44].

	Espessura [m]	Condutibilidade [W/(m.°C)]	Resistência [(m ² .°C)/W]
R _{si}			0,13
Estuque tradicional	0,02	0,40	0,050
Alvenaria de tijolo furado 0,11m	0,11		0,270
lã de rocha	0,06	0,04	1,500
Reboco Tradicional 0,02m	0,02	1,30	0,015
Alvenaria de tijolo furado 0,11m	0,11		0,270
Estuque tradicional	0,02	0,4	0,050
R _{si}			0,13
	0,340		2,415
Resistência Total [(m ² .°C)/W]:			2,42
U Total [W/(m ² .°C)]:			0,41

Figura 225 – Determinação do coeficiente de transmissão térmica global das paredes interiores

A cobertura do piso 6, corresponde a uma cobertura plana tradicional, sendo constituída por 60mm de isolamento térmico de XPS, colocado sobre a laje, seguindo-se a aplicação de uma betonilha para execução das pendentes e para definição das caleiras de recolha de água (Figura 226 [32]). Depois foi colocado do sistema de impermeabilização realizado com telas betuminosas (Figura 227) levando um acabamento final em deck. Parte do isolamento térmico previsto foi colocado sob a laje, no teto do piso inferior, devido à falta de espaço para a sua colocação sobre a laje.

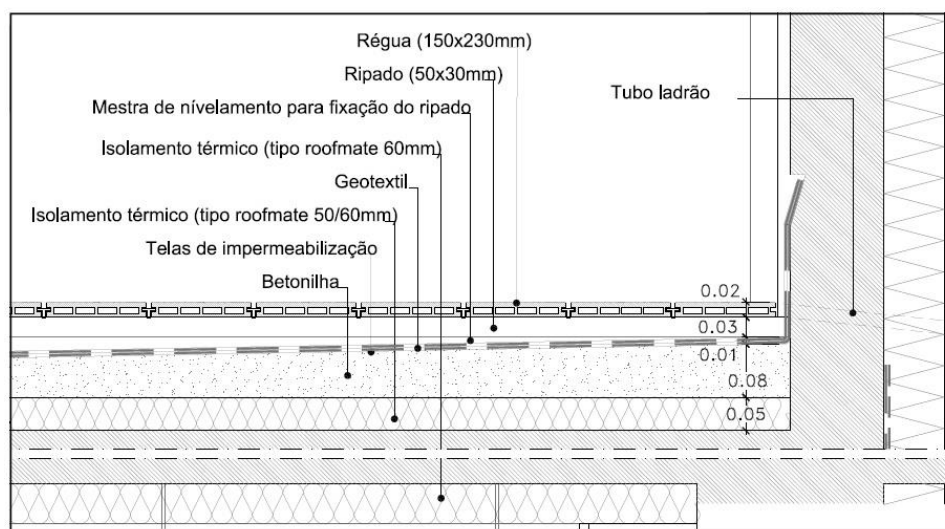


Figura 226 – Pormenor da cobertura do piso 6

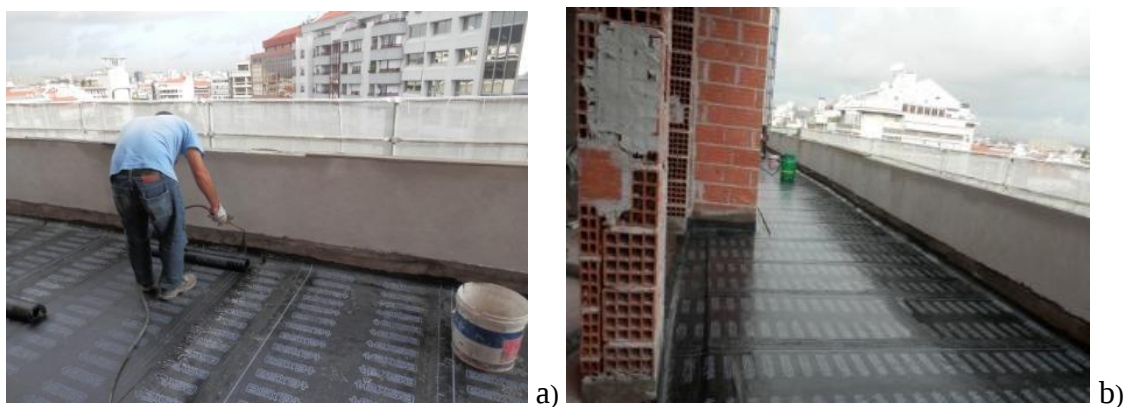


Figura 227 – Fases da aplicação da tela betuminosa: a) aplicação de tela betuminosa após a colocação do XPS; b) conclusão da impermeabilização

A cobertura do piso 7 é uma cobertura invertida de acesso limitado. É formada pela betonilha para execução da pendente e para definição das caleiras de recolha de água. Seguiu-se a aplicação de telas betuminosas (Figura 229), a aplicação de 120mm de isolamento térmico em XPS, para proteção da tela betuminosa da radiação solar, e finalizou-se com a colocação de 100mm de agregados - brita 3 (Figura 228 [32]).

Esta solução prolonga a vida útil das telas betuminosas.

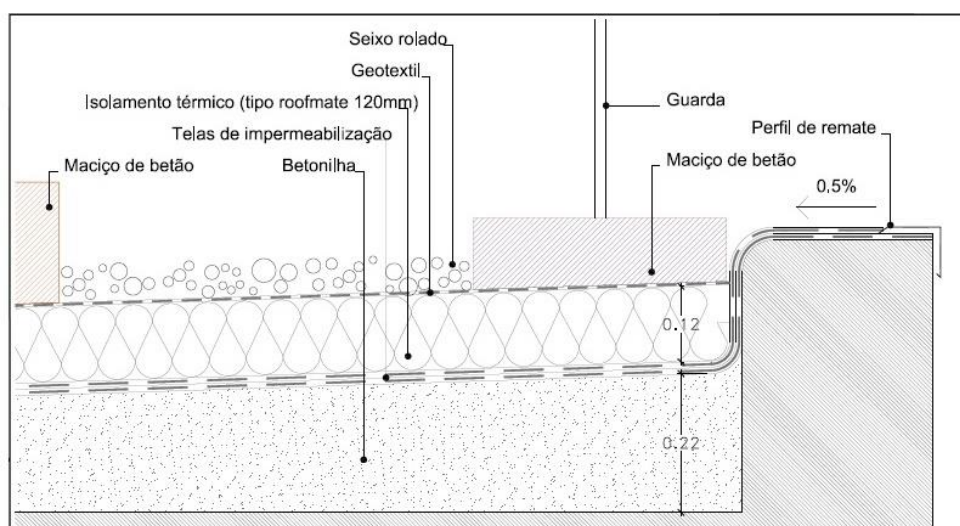


Figura 228 – Pormenor da cobertura do piso 7



Figura 229 – Fases da execução da cobertura do Piso 7: a) colocação de betonilhas sobre a laje de betão; b) Aplicação de tela após a aplicação de betonilhas sobre a laje de betão

As caixilharias dos vãos envidraçados são de alumínio com corte térmico, de elevada performance e conforto.

O sistema de batente A.155 da Extrusal é composto por esquadros em alumínio extrudido, perfis com duplo tubular para esquadros de estrutura, vedação central com complemento bicomponente, esquadros comuns para o aro fixo e móvel e a possibilidade de montagem de perfis de remate. O coeficiente de transmissão térmica corresponde a $1,73 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ e o desempenho acústico é de 35dB.

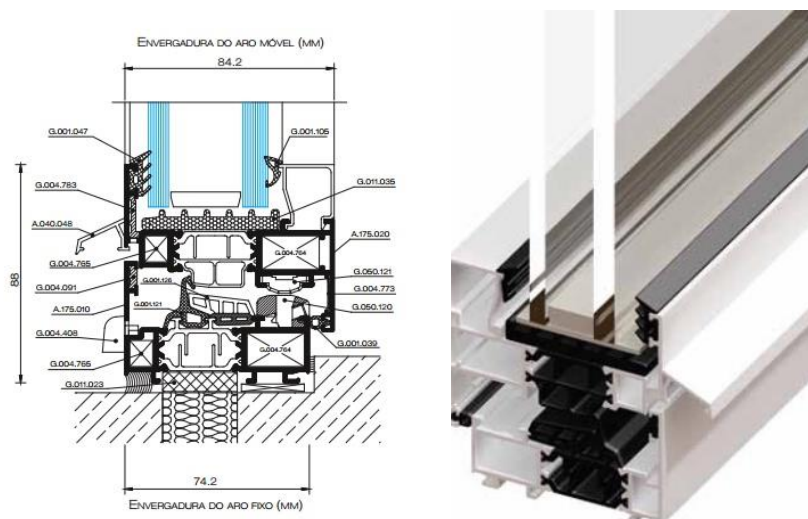


Figura 230 – Caixilharia Sistema A.155 (batente)

O sistema de portas A55 da extrusal é composto por esquadros em alumínio extrudido, poliamida deslizante na folha móvel da solução com rutura de ponte térmico (RPT), folha

móvel de construção perimetral, perfil de soleira para uma vedação mais eficaz. O coeficiente de transmissão térmica corresponde a $2,68 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ e o desempenho acústico é de 33dB.

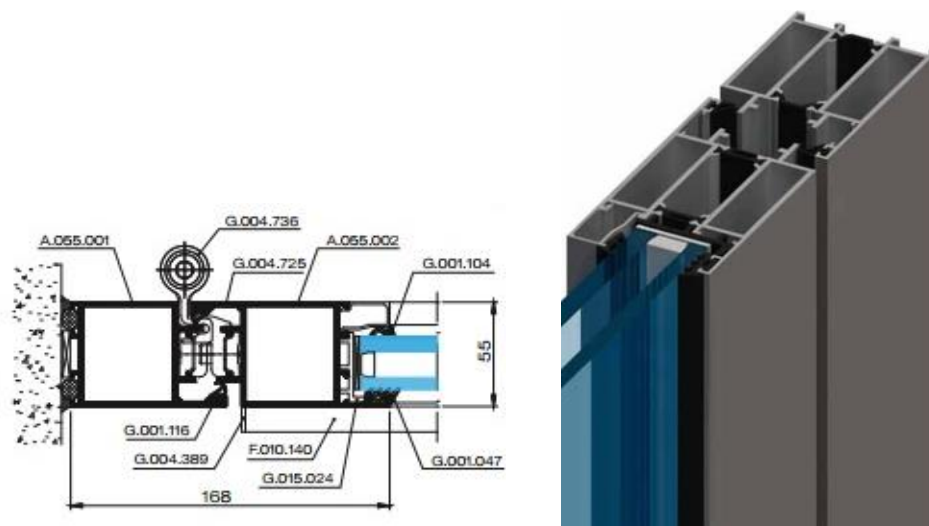


Figura 231 – Caixilharia Sistema A.55

O vidro é duplo com caixa-de-ar de 14mm ou 16mm e panos de vidro de 6 a 8mm, dependendo das exigências mecânicas do vão, com um coeficiente térmico de $2,7 \text{ W/(m}^2\cdot\text{K)}$ e o desempenho acústico de 31dB.

Alguns dos envidraçados possuem proteções exteriores com lamelas de cor clara (Figura 232 [32]) e proteções pelo interior com cortinas/ blackouts.

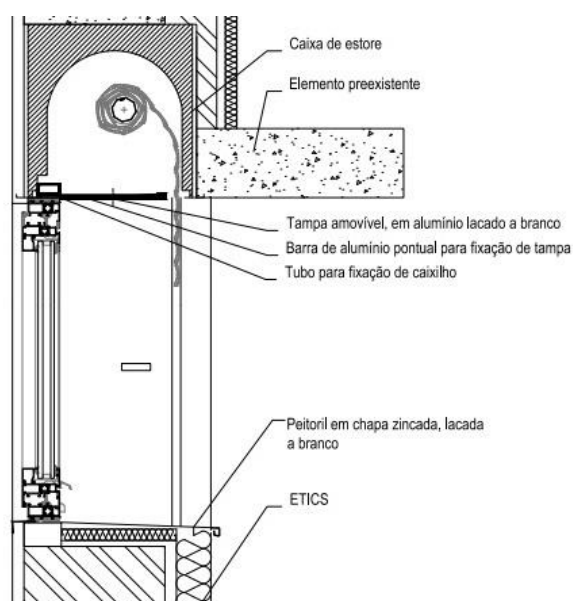


Figura 232 – Pormenor do vão com caixa de estore integrada

O isolamento entre pisos é garantido pela nova laje de betão com 0,18m de espessura, a betonilha de regularização com 0,05m e a aplicação de AcoustiCORK C31, um subpavimento com perfil numa das faces (textura ondulada) de cortiça aglomerada, que confere melhor isolamento acústico aos ruídos de impacto e percussão, e isolamento térmico. Este subpavimento destina-se a ser aplicado sob pavimentos flutuantes, apresentando um índice de redução acústico de 20dB. No teto do piso inferior foi aplicada de lâ de rocha, com 0,03m de espessura, e 2 placas de gesso cartonado standard, ambas com 0,015m de espessura. (Figura 233 [32]).

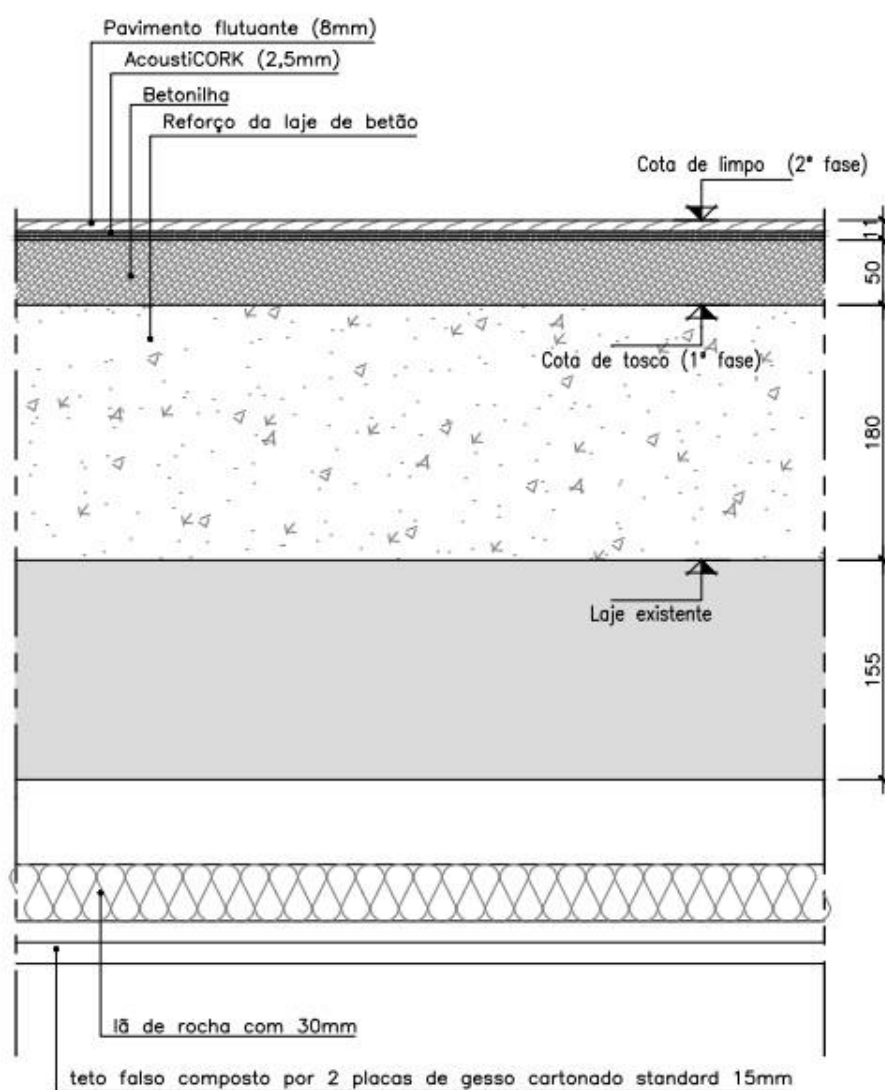


Figura 233 – Pormenor do pavimento e do teto falso nos quartos e nas salas

5.4.2 Melhoria do desempenho acústico

O edifício em estudo antes da intervenção não cumpria as exigências da regulamentação acústica, nem permitia habitar no seu interior de modo confortável, sob este ponto de vista. Para além do que já se referiu a respeito, um dos aspetos de maior relevância no conforto acústico de edifícios prende-se com o isolamento sonoro a sons aéreos. Este isolamento deve ser assegurado quer pelos elementos componentes das fachadas quer pela compartimentação interior.

Na elaboração do projeto acústico foi cumprido o Regulamento dos Requisitos Acústicos de Edifícios, Decreto – Lei nº 129/2002 de 11 de Maio, alterado pelo Decreto-Lei nº 96/2008 de 9 de Junho, para que o ambiente no interior dos edifícios satisfizesse os padrões de conforto adequados.

Os sons aéreos podem ser de dois grupos, os de proveniência exterior e os sons interiores. Os sons aéreos exteriores derivam do ruído de tráfego rodoviário, do funcionamento de equipamentos de carácter coletivo ou individual e da atividade quotidiana [45].

Para resolução deste problema optou-se por uma solução de composição das paredes exteriores, conforme o pormenor apresentado no capítulo 5.4.1, Figura 217 e a Figura 219, que apresenta um índice de isolamento sonoro de aproximadamente 60 dB.

A solução de envidraçados, já mencionada no capítulo 5.4.1, garantiu um índice de isolamento sonoro de 34 dB. Para garantir a integração da solução, as juntas entre as janelas e os elementos fixos (por exemplo entre a alvenaria e o aro) foram meticulosamente preenchidas por material resiliente vedante, silicone, (Figura 234) antes de se proceder ao remate final das ombreiras, reduzindo o nível de ruído tendo resultado, igualmente, num pequeno melhoramento térmico, uma vez que esta solução serviu de correção à ponte térmica existente entre os aros da caixilharia e as ombreiras.

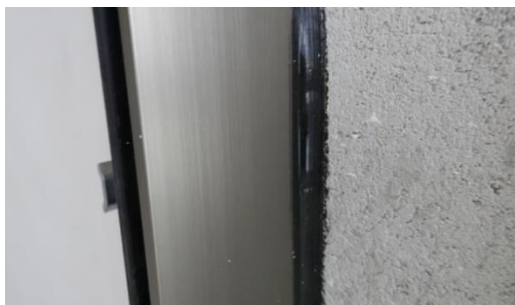


Figura 234 – Vedação entre o caixilho e a ombreira antes da aplicação do isolamento exterior

Ambas as soluções verificam o cumprimento do regulamento, que impõe valores superiores a 33 dB, em zonas mistas ou em zonas sensíveis entre o exterior do edifício e os quartos ou zonas de estar dos fogos [46].

Os sons aéreos interiores são um outro fator relevante na emissão de ruído. As principais fontes de emissão são os sistemas de ventilação, equipamentos mecânicos coletivos, utensílios domésticos e a vizinhança.

Para garantir níveis de conforto entre as habitações e entre as habitações e zonas de circulação, a solução procurou atingir valores de índice de isolamento sonoro de 68 dB através da solução apresentada no capítulo 5.4.1, e ilustrada na Figura 224.

Esta solução garantiu o cumprimento dos valores máximos admissíveis, verificando-se o cumprimento do regulamento, que impõe valores iguais ou superior a 50 dB, entre compartimentos de um fogo, como locais emissores, e quartos ou zonas de estar de outro fogo, como locais recetores. O mesmo acontece entre as habitações e as zonas de circulação, verificando-se o cumprimento do regulamento que obriga a valores iguais ou superior a 48 dB, entre locais de circulação comum do edifício, como locais emissores, e quartos ou zonas de estar dos fogos, como locais recetores [46].

Um outro fator relevante na emissão de ruído está relacionado com o funcionamento das instalações de águas e de esgotos dos edifícios.

Neste caso particular, esta situação assume maior relevância uma vez que a concentração de apartamentos é elevada. Embora a produção de ruídos das instalações de águas e esgotos esteja vinculada à excitação das canalizações, dos componentes e das peças de equipamento, a emissão de ruído para os compartimentos é feita pelos elementos de construção que as integram ou onde se apoiam, dado que as canalizações, os componentes e as peças de equipamento, considerados isoladamente, não têm, pelas suas características mecânicas e dimensionais, possibilidades de os estabelecer com os níveis sonoro correntemente verificados nos compartimentos dos edifícios. Nestas circunstâncias, o ruído devido ao escoamento resulta de velocidades elevadas, que transmitem vibrações que se propagam nas paredes das tubagens. Para além de se proceder à redução da pressão evitou-se o contacto das canalizações e seus suportes tendo sido as mesmas envolvidas com material resiliente a fim de evitar a transmissão de ruídos.



Figura 235 – Isolamento, com lã de rocha, em torno da tubagem da rede de esgotos

Relativamente ao condicionamento acústico de edifícios, os problemas que se colocam com mais acuidade, e que, na maior parte dos casos, são de difícil resolução, derivam da transmissão de energia sonora devida a ações de choque ou mais comum de sons de percussão. Estes sons resultam da excitação direta de um elemento de compartimentação qualquer e podem, devido a rigidez das ligações existentes, propagar-se com grande facilidade através de toda a malha estrutural do edifício estabelecendo campos sonoros, eventualmente intensos, em compartimentos bastante distantes do local de origem da excitação [45].

Um dos pontos mais críticos está relacionado com a localização das caixas de elevador no interior das habitações. Para reduzir a vibração, a instalação dos elevadores prevê a colocação de aparelhos antivibráticos para a fixação das guias aos elementos estruturais.

Para minimizar os danos resultantes da localização das caixas dos elevadores no interior das habitações optou-se por proceder à aplicação de placas de aglomerado de cortiça expandida com 30mm de espessura, sobre a parede de betão, complementada pela aplicação de uma placa de lã de rocha com 60mm e duas placas de gesso cartonado de 13mm, reforçada com a aplicação de uma membrana acústica no seu interior (Figura 236 [32]).

A membrana acústica betuminosa e autoadesiva (Figura 237) aplicada, é preenchida com cargas minerais, tendo um dos lados revestidos por um filme de polietileno. que atua como um material anti ressoador. A sua aplicação entre elementos rígidos, neste caso entre placas de gesso cartonado, garantem uma melhoria do isolamento da parede em baixas frequências.

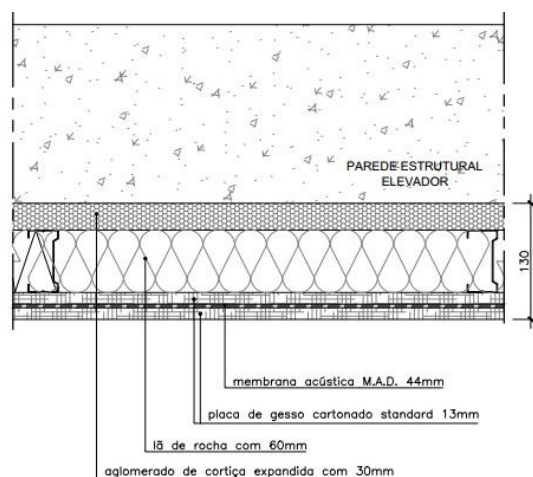


Figura 236 – Pormenor da composição da parede estrutural do elevador

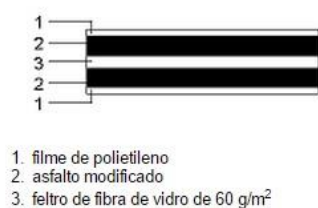


Figura 237 – Pormenor da composição da membrana acústica (Danosa M.A.D.4 autoadesiva)

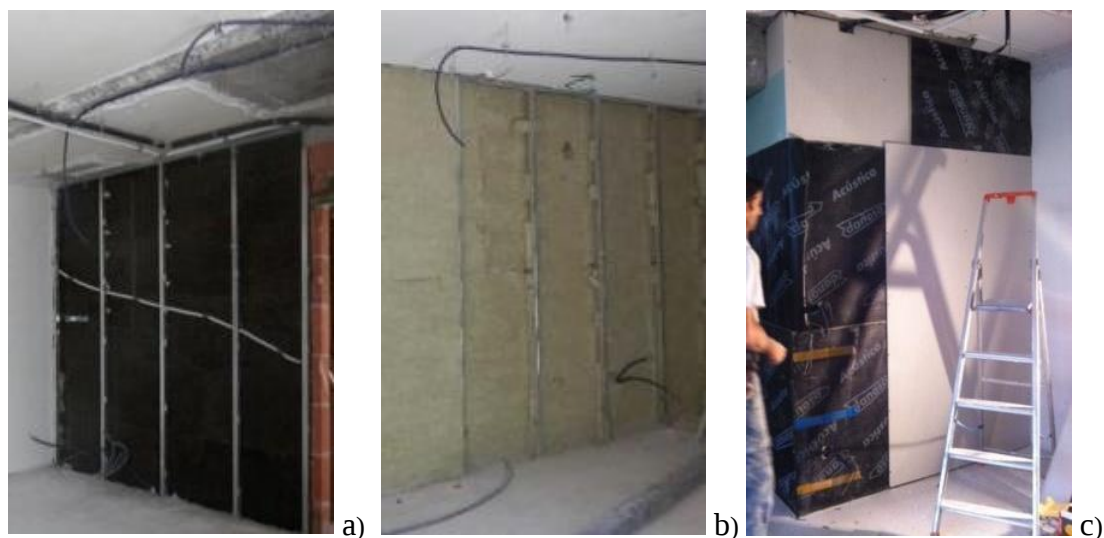


Figura 238 - Fases da correção acústica das paredes: a) aplicação da cortiça; b) aplicação da lâ de rocha; c) aplicação da membrana acústica e das placas de gesso cartonado

Para o controlo dos ruídos de impacto, provenientes da deslocação de pessoas, da queda de objetos, do arrastar de móveis e de qualquer outra ação de choque no interior das habitações, foi aplicado um subpavimento de cortiça aglomerada para isolamento acústico e isolamento térmico, com perfil texturado numa das faces, sob o pavimento flutuante, conforme solução descrita no capítulo 5.4.1 e ilustrada na Figura 233.

Os sistemas de aquecimento, ventilação e ar condicionado, genericamente designados por sistemas de AVAC, foram pensados para fornecer ar de qualidade aos espaços interiores, além de equilibrarem a temperatura ambiente. Estes sistemas asseguram, pelo menos, duas das seguintes funções: aquecimento, arrefecimento, humidificação e desumidificação, garantindo o controlo da temperatura interior do ar ambiente e equilibrando as cargas térmicas (de aquecimento e de arrefecimento).

No entanto, a utilização destes equipamentos não trouxe apenas benefícios. Da sua aplicação surgiram preocupações em termos acústicos. Deste modo e dada a evolução dos sistemas, todos os equipamentos eletromecânicos foram dimensionados e instalados tendo subjacentes as questões acústicas, uma vez que esses equipamentos têm uma grande contribuição para o ruído de fundo em qualquer espaço.

Neste âmbito, as condutas e as tubagens foram apoiadas e/ou suspensas com suspensões antivibráticas e/ou isoladores de vibração e ruído. Todas as unidades de ventilação de insuflação e de extração foram equipadas com atenuadores sonoros. Do mesmo modo, todos os terminais de exaustão ou insuflação foram dimensionados, tendo em conta os níveis de ruído admissível e de indução para o interior dos espaços. As unidades interiores foram selecionadas para garantir níveis de ruído inferior a 45 dB. As unidades exteriores foram instaladas, na cobertura e nas varandas, com apoios antivibráticos, para evitar a propagação de vibrações à estrutura, tendo sido também instalados isoladores de vibrações. Os ventiladores foram fornecidos com apoios antivibráticos e colocados sobre maciços de betão.

Capítulo 6 - Considerações finais

Apesar de não ser um caso característico de abandono por parte do proprietário, o edifício encontrava-se praticamente devoluto, há mais de 7 anos.

Numa tentativa de procura de novos inquilinos e por forma a manter a qualidade estética do edifício, o proprietário realizou obras de conservação do imóvel há cerca de 5 anos. Essas obras consistiram na substituição da cobertura em fibrocimento por uma nova em naturocimento e na recuperação total da fachada. Não tendo tido sucesso na promoção do edifício, o proprietário pensou então em mudar a sua utilização, apostando num novo projeto para um edifício que, aparentemente, parecia condenado ao abandono.

Considera-se que o edifício tem uma qualidade estética e construtiva acima da média, pois poucos são os edifícios desta época que possuem paredes exteriores de dois panos, estores nos vãos e caixilharias de alumínio no rés-do-chão, demonstrando desde logo alguma preocupação em construir com qualidade.

Contudo, os elementos estruturais apresentavam graves patologias, colocando seriamente em causa um bom comportamento estrutural. Os materiais utilizados, o aço que integrava os elementos estruturais encontrava-se corroído e refletia a data de construção em que a aplicação do aço em estruturas dava os primeiros passos e o betão era composto por agregados de elevadas dimensões. O betão apresentava uma resistência à compressão incompatível com a nova utilização do edifício, encontrando-se num estado de degradação evidente.

Neste contexto considerou-se que a estrutura existente não garantia a estabilidade do edifício, pelo que durante a fase de construção foi executada uma nova estrutura que, respeitando a existente, ficará autoportante assegurando ainda o suporte da estrutura existente, quer por cargas verticais quer por cargas horizontais.

Para resolução dos problemas estruturais das fundações, a solução de execução da laje de ensoleiramento permitiu a unificação de todos os elementos novos estruturais, paredes resistentes, núcleos de elevadores e pilares. Simultaneamente com a execução de microestacas pretendeu-se uma absorção mais eficaz dos esforços a que os novos elementos iriam estar sujeitos, possibilitando a transmissão dos esforços a um estrato de solo com resistência mecânica adequada.

A solução de reforço utilizada nos pilares existentes passou pelo seu encamisamento em

todos os pisos. Para além de proporcionar o reforço dos pilares às cargas verticais e horizontais, permitiu também fazer a ligação das armaduras das lajes aos pilares de forma não invasiva. Nos casos onde não foi possível proceder ao encamisamento dos pilares, executaram-se novos pilares encostados aos existentes.

Face ao estado débil das vigas e das lajes dos pisos 1 a 7, a execução de uma laje fungiforme, em substituição dos reforços das vigas existentes, levou à demolição das vigas, após a conclusão dos reforços estruturais. No piso 0 e na cave, houve outra atitude relativamente às vigas existentes devido à sua dimensão, recorrendo-se ao encamisamento das mesmas.

A laje fungiforme foi dimensionada para suportar solicitações inerentes ao uso a que se destina, acrescida do peso das lajes existentes. As lajes foram dotadas de armaduras, concebidas para serem ligadas aos pilares através de apoio ou suspensão de armaduras, tirando partido do aumento da secção dos pilares e das paredes resistentes, por forma a consolidar a estrutura.

A execução das paredes resistentes, dos novos núcleos dos elevadores e do reforço dos núcleos dos elevadores existentes, garantem essencialmente um bom desempenho do edifício às solicitações horizontais.

Face às dificuldades sentidas na elaboração de projetos e obras de reabilitação de edifícios de betão construídos, antes da introdução generalizada da regulamentação sobre estruturas de betão armado, torna-se necessário um maior conhecimento neste domínio.

Ainda que há muito a fazer relativamente ao tema da reabilitação de estruturas, nomeadamente na produção de normas orientadoras do projeto, execução e controlo de qualidade de obras de reparação e reforço. A necessidade de promover a manutenção e a reabilitação de obras de betão armado relaciona-se também com a necessidade de salvaguardar a segurança daqueles que as utilizam e evitar problemas graves de deterioração que podem levar ao colapso das estruturas.

Relativamente a estes edifícios mais antigos, que marcam um estilo arquitetónico e estrutural, de numa época inicial da aplicação do betão em Portugal, deverá ser feito um esforço no sentido da sua preservação, apesar das condicionantes e exigências que podem existir quando se pretende intervir nestes edifícios.

Capítulo 7 - Bibliografia

- [1] “O Parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução 2001-2011,” Instituto Nacional de Estatística, I.P., Lisboa, 2013.
- [2] Appleton, A. Costa, “Apontamentos da Cadeira de "Reabilitação e Reforço de Estruturas" - Módulo 4: Inspeção, avaliação e diagnóstico da deterioração e do comportamento estrutural. Instituto Superior Técnico,” Lisboa.
- [3] Saraiva, João P.; Appleton, Júlio, “Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o eurocódigo 8 - Parte 3,” 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
- [4] Costa, Vanessa Miranda da;, Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias;, Minho: Tese de Mestrado em Engenharia Civil Projeto de Estrutura e Geotecnia, 2009.
- [5] “<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/ReabReforcoPontes/modulo2-2.pdf>,” [Online]. [Acedido em 02 Novembro 2014].
- [6] “<http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt>,” [Online]. [Acedido em 12 Maio 2014].
- [7] da Costa, Maria Lurdes Belgas, “Conservação e reabilitação de edifícios I,” em *Mestrado em Reabilitação Urbana*, Tomar, 2012.
- [8] “http://www.pdig.pt/ensaios/medicao_profundidade.html,” [Online]. [Acedido em 27 09 2014].
- [9] Sousa, José Albano Martins de;, Inspeção e Reabilitação de Estruturas Segundo a NP EN 1504 - Caso de Obra, Porto: Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em materiais e processos de construção, 2011.
- [10] “NP EN 1504, (2006). Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão - Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da

conformidade, Norma Europeia, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas”.

- [11] Catarino, José Manuel Rosado;, “Normalização Europeia no Âmbito da reparação,” em *Eng. Civil Investigador Principal, Chefe do departamento de materiais de construção do LNEC*.
- [12] P. A. d. S. C. M. d. S. Silva, Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 2008.
- [13] Appleton, A. Gomes, Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº. 42.
- [14] Sousa, A., Reparação, reabilitação e reforço de estruturas de betão. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de engenharia da Univerisidade do Porto, Porto, Setembro de 2008.
- [15] “http://maquesonda.pt/?page_id=261,” [Online]. [Acedido em 01 Novembro 2014].
- [16] “http://prt.sika.com/pt/solutions_products/02/02a002.html,” [Online]. [Acedido em 02 Novembro 2014].
- [17] Ribeiro, Maria S.;, “Reposição e injeção de betão em estruturas de betão,” em *Durable Transport Infrastructures in the Atlantic Area Network 2009-2011*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [18] “Tema 2 - Rehabilitación y refuerzo de estructuras,” em *VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras*, Córdoba, 2010.
- [19] Oliveira, Paulo Sérgio Ferreira de, “Novas técnicas eletroquímicas de recuperação de estruturas de concreto: realcalinização e dessalinização”.
- [20] Varum, H.; Costa, A. G.; Pinto, A., 2º. Seminário - A intervenção no património - Práticas de Conservação e Reabilitação.

- [21] Saraiva, J., “Técnicas de protecção e reparação de estruturas de betão armado, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil,” Instituto Superior Técnico, Lisboa, Novembro de 2007.
- [22] “<http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=12128>,” [Online]. [Acedido em 28 09 2014].
- [23] Pouca, V. Nova; Costa, Anibal; Lopes, Valter; Romão, Xavier; Paupério, E., “Reforço e reabilitação de estruturas de betão armado - intervenções,” em *SIRR06-Seminário Internacional de reforço e reabilitação - Ligações estruturais*.
- [24] Pereira, Bruno Miguel Gomes;, Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono, Bragança: Relatório final de projeto apresentado à Escola Superior de Tecnologia e Gestão Instituto Politécnico de Bragança para obtenção do grau de Mestre em Engenharia da Construção, 2012.
- [25] Júlio, Eduardo S., “Reabilitação e Reforço de Estruturas - Aula 09.2: Técnicas de Reforço de estruturas de betão armado,” em *Instituto Superios Técnico*, Lisboa, 2011/2014.
- [26] Moura, Rita; Duarte, Teixeira;, “Métodos de reparação e sistemas de reforço,” em *Seminário Duratinet*, Lisboa, 2013.
- [27] Pinheiro, Carlos da Silva, “cópia do projeto elaborado pelo Arq. Carlos da Silva Pinheiro”.
- [28] Lourenço, João José.*cópia do projeto elaborado pelo Eng.º João José Lourenço*.
- [29] “Geocontrolo Geotécnica e Estruturas de Fundação SA.”.
- [30] “<http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=12123>,” [Online]. [Acedido em Maio 2014].
- [31] *Decreto-Lei n.º 163/2006, de 8 de Agosto, Aprova o regime da acessibilidade aos edifícios e estabelecimentos que recebem público, via pública e edifícios*

habitacionais.

- [32] “Arquivo do Empreiteiro - Planirest Construções, Lda.”.
- [33] Appleton, J. Costa, Reabilitação de edifícios antigos patologias e tecnologias de intervenção, Edições Orion, 1ª edição, Setembro de 2003.
- [34] Carreto, Pires, “Reforço de Fundações (apontamentos)”.
- [35] Mascarenhas, Jorge, Sistemas de construção volume I. Contenções, drenagens, implantações, fundações, ancoragens, túneis, consolição de terrenos, Lisboa: Livros Horizonte, 2013.
- [36] Antunes, Telmo R., Reabilitação de fundações de edifícios antigos com microestacas. Dissertação de mestrado em construção e reabilitação. Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa, Novembro de 2012.
- [37] Bruce, D. A.; Nierlich, H., Ground anchors and micropiles: a decade of progress in United States, Estados Unidos da América, 2008.
- [38] “http://engenharia-civil-virtual.blogspot.pt/2014/04/fundacoes_18.html,” [Online]. [Acedido em 20 Setembro 2014].
- [39] E. distribuição, “Instalações AT e MT. Subestações de distribuição,” DRP-C13-530/N, 2007.
- [40] Lopes, Pedro Miranda, “Fundações por ensaleiramento geral em maciços terrosos,” em *Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre de engenharia civil - especialização em construções*, Porto, Junho de 2010.
- [41] Lança, Pedro, [Online]. Available: http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap3_Fundacoes_web.pdf.
- [42] “Extrato do projeto de reforço elaborado pela empresa Planigere Engenharia e Construções, SA”.

- [43] “<http://www2.adene.pt/pt-pt/SubPortais/SCE/Apresentacao/ProcessodaCertificacao/Paginas/Classesdedesempenhoenergetico.aspx>,” [Online]. [Acedido em 02 Novembro 2014].
- [44] *Decreto-Lei n.º 80/2006 de 4 de Abril, Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE).*
- [45] P. Lança, “Física dos Edifícios - Capítulo 5 - Acústica de edifícios,” Beja, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja.
- [46] *Decreto-Lei 129/2002, de 11 de Maio - Regulamento Geral do Ruído.*
- [47] Gomes, M. Givalder, Medidas preventivas na execução de trabalhos de demolição e reabilitação de edifícios antigos - Técnicas e equipamentos de demolição. Dissertação apresentada à universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Trás-os-Montes e Alto Douro, Julho de 2010.



Instituto Politécnico de Tomar

www.ipt.pt